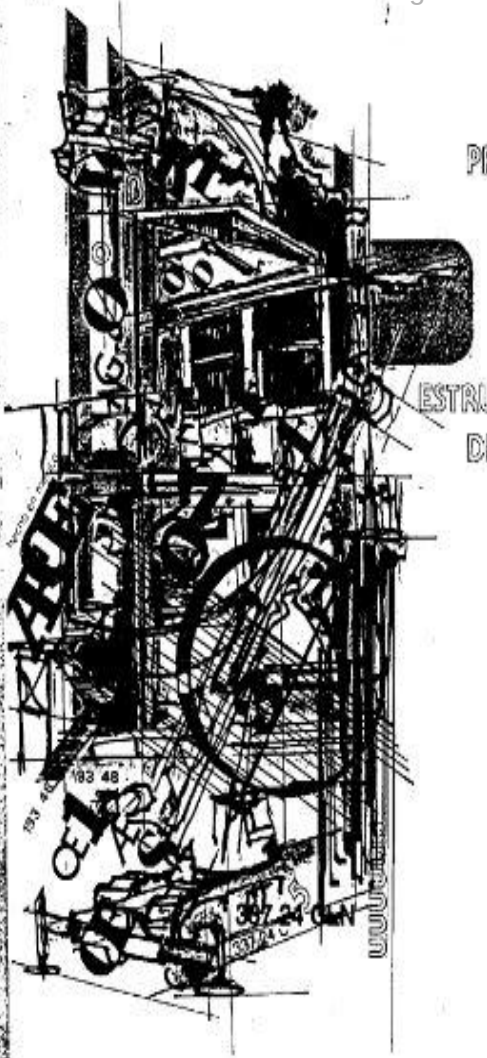
www.elsolucionario.org

# DISEÑO PRÁCTICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO



DISEÑO PRÁCTICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

LIMUSA

DELFINO RODRÍGUEZ PEÑA

La experiencia de 18 años, y el hecho de que la práctica contiene los mismos conceptos aprendidos en la escuela, pero con *n* variantes e innumerables alternativas, permitió al autor escribir esta obra que contesta las siguientes preguntas:

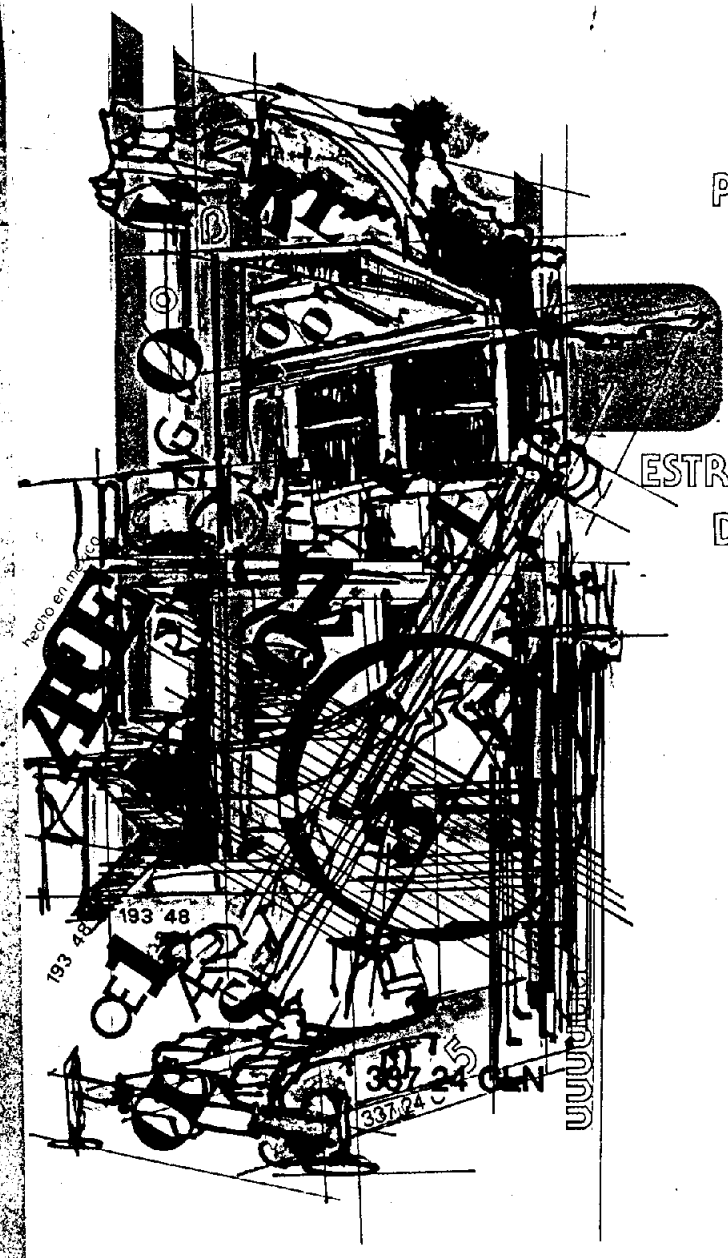
- Cuáles son los criterios de diseño a que deben apegarse las estructuras.
- Qué información se requiere.
- Cómo optimizar los tipos de perfiles y materiales, la orientación de la estructura, la disposición de los contravientos y los tipos de apoyos.
- Cómo analizar las solicitaciones a que estará sujeta la estructura.
- Por qué la necesidad de un diseño preliminar a base de secciones que cumplan con las especificaciones.
- Cómo analizar y diseñar los componentes de la estructura y sus conexiones.
- Cómo transferir el diseño al lenguaje gráfico propio de la construcción.
- Cómo revisar y administrar, desde el punto de vista ingenieril, cálculos, dibujos y producción a partir de la eficiencia del calculista como ser humano.

La obra contiene diagramas de flujo y ejemplos que permiten tratar las variantes y alternativas de los casos posibles. Es un libro eminentemente práctico; está basado en los Métodos de Cálculo comúnmente usados en despachos de ingeniería de nuestro país. Está dirigido a estudiantes e ingenieros cuya especialización es el Cálculo Estructural.

Util obra para alumnos recién egresados y para quienes se dedican a esta actividad, debido a que indica cómo resolver los innumerables problemas que surgen en la práctica.

ISBN 968-18-1961-6

DISEÑO PRÁCTICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO




# DISEÑO PRÁCTICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

LIMUSA

DELFINO RODRÍGUEZ PEÑA

# DISEÑO PRÁCTICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

**Ing. Delfino Rodríguez Peña**

*Supervisor de proyectos de la CFE*
*Profesor de estructuras del IPN ESIA*

NORIEGA EDITORES

EDITORIAL LIMUSA

MÉXICO • ESPAÑA • VENEZUELA • ARGENTINA

COLOMBIA • PUERTO RICO

www.elsolucionario.org

*Elaboración: SISTEMAS EDITORIALES TECNICOS, S.A. de C.V.*

*La presentación y disposición en conjunto de*
DISEÑO PRÁCTICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO
*son propiedad del editor. Ninguna parte de esta obra puede ser reproducida o transmitida, mediante ningún sistema o método, electrónico o mecánico (incluyendo el fotocopiado, la grabación o cualquier sistema de recuperación y almacenamiento de información), sin consentimiento por escrito del editor.*

Derechos reservados:

©1987, EDITORIAL LIMUSA, S.A. de C.V.
Balderas 95, Primer piso, 06040 México, D.F.

Miembro de la Cámara Nacional de la
Industria Editorial. Registro No. 121

**Primera edición: 1987**
*Impreso en México*
(6000)

**ISBN 968-18-1961-6**

A mi esposa:

Judith

A nuestros hijos:

Ramsés,
Roxana
y Rocío

*"Los cielos cuentan la gloria de Dios*
*y el firmamento anuncia*
*la obra de sus manos"*

*SALMO 19:2*

# Prólogo

La presente obra surge como respuesta a un recién egresado de la carrera de ingeniería civil, que al iniciarse en la vida práctica en un despacho de cálculo estructural, con una gama de conocimientos adquiridos pero dispersos, trata, sin saber cómo, de darles una secuencia lógica para aplicarlos al diseño que enfrenta.

Después de algunos años he visto cristalizada esta respuesta, mediante una síntesis de pasos necesarios para el correcto detallado de una Planta Industrial desde el punto de vista estructural, con un enfoque práctico para reducir el tiempo necesario a fin de que el lector, sin la experiencia requerida, tenga posibilidades de diseñar obras como las descritas en este libro.

Se ha hecho especial énfasis en el arreglo estructural o la forma de integrar la estructura, así como el diseño de los elementos estructurales y sus conexiones mediante el uso de diagramas de flujo, esperando sirva la presente como una aportación al propósito descrito.

Delfino Rodríguez Peña

# Contenido


| | | |
|---|---|---|
| | PROLOGO | 7 |
| 1 | INTRODUCCION | 11 |
| | 1.1 Propósito del libro | 13 |
| | 1.2 Antecedentes | 13 |
| | 1.3 Descripción del contenido | 13 |
| | 1.4 Advertencias | 14 |
| 2 | ARREGLO ESTRUCTURAL | 17 |
| | 2.1 Especificaciones | 19 |
| | 2.2 Estructuración | 53 |
| | 2.3 Fuentes de información | 77 |
| | 2.4 Análisis de cargas* | 81 |
| | 2.5 Cargas en los marcos | 91 |
| 3 | DISEÑO PRELIMINAR | 107 |
| | 3.1 Trabes y vigas | 109 |
| | 3.2 Columnas y puntales | 114 |
| 4 | ANALISIS | 119 |
| | 4.1 Modelos matemáticos | 121 |
| | 4.2 Análisis de marcos | 125 |
| | 4.3 Selección de combinación de cargas | 130 |

www.elsolucionario.org




5 DISEÑO DE MIEMBROS SECUNDARIOS 133

5.1 Vigas 135
5.2 Columnas de viento 211
5.3 Contravientos 215

6 DISEÑO DE MIEMBROS PRINCIPALES 229

6.1 Trabes 231
6.2 Columnas 245
6.3 Revisión por desplazamientos 252
6.4 Tabla de secciones definitivas 255
6.5 Placas de base y anclaje 256

7 DISEÑO DE SISTEMAS COMPLEMENTARIOS 271

7.1 Cubierta 273
7.2 Trabes carril 280
7.3 Monorriel 288
7.4 Escaleras 291

8 EL ARTE DE DETALLAR 295

8.1 La representación gráfica 297
8.2 Los detalles estándares 302
8.3 Los planos de taller 305

9 REVISION DE INGENIERIA 307

9.1 Revisión técnica 309
9.2 Revisión gráfica 315

10 ADMINISTRACION DE INGENIERIA 357

10.1 Perfil de puestos 359
10.2 Estimado y lista de planos 364
10.3 Programas de ingeniería 366
Bibliografía 383


# 1 Introducción

*Se describe el propósito, antecedentes y contenido.*

## 1.1 PROPOSITO DEL LIBRO

Los capítulos que a continuación se describen tienen como objetivo presentar al Ing. Civil Estructurista los recursos prácticos necesarios para el diseño de estructuras de acero de las plantas industriales, en la concepción, aplicación y ejecución de la técnica profesional de la ingeniería de detalle.

No se trata de un libro documentadamente teórico, sino la presentación práctica del planteamiento del diseño de una estructura, resolviendo detalladamente todos y cada uno de sus componentes.

## 1.2 ANTECEDENTES

Tradicionalmente en la literatura se trata por separado el análisis y el diseño de cada uno de los componentes de una estructura. Por lo tanto, para lograr la concepción global del diseño completo se requiere una experiencia mínima de práctica, consultas, libros y estudios, que van de 4 a 5 años; aquí se intenta ordenada y progresivamente cubrir los aspectos prácticos que permitan al recién egresado y al técnico poco experimentado la concepción global del análisis y diseño de un edificio para una planta industrial.

## 1.3 DESCRIPCION DEL CONTENIDO

### 1.3.1 Arreglo estructural

- Descripción de los criterios de diseño, especificaciones, etc., que rigen el diseño de una estructura.
- Cómo disponer la orientación, apoyos y conexiones de la estructura.
- El análisis y discusión de la información disponible y requerida para el diseño.
- El análisis, disposición, factores, condiciones y combinaciones de las solicitaciones a que está sujeta la estructura.

### 1.3.2 Análisis y diseño

- El diseño preliminar de las secciones propuestas.
- El modelo matemático de la estructura.
- Interpretación de las acciones y respuestas de la estructura ante solicitaciones externas (elementos mecánicos) máximas.

- El diseño de elementos estructurales formados por perfiles comerciales comunes, compuestos, ángulos, canales, tes, tubulares, cajón, etc.
- Exposición simplificada de la teoría y definición de los conceptos pandeo, arriostramiento, rigidez, desplazamiento, etc.
- Diagramas de flujo de elementos a flexo-compresión-tensión.

### 1.3.3 Diseño de miembros secundarios y principales

- El diseño y revisión de vigas, columnas de viento y contraventeo, holguras para conexiones.
- Diseño y tablas de conexiones de vigas, columnas y contraventeo.
- El diseño y revisión de trabes, columnas, desplazamientos y placas de base y anclaje.
- Diseño y tablas de conexiones de trabes.

### 1.3.4 Diseño de sistemas complementarios

- El diseño y conexiones de sistemas de cubierta, trabe carril, monorriel, escaleras, etc.

### 1.3.5 Dibujo y revisión de ingeniería

- La representación, en planos, de los cálculos de ingeniería.
- Los dibujos estándares y constructivos de taller.
- La revisión de cálculos y de dibujos, tablas y procedimientos.

### 1.3.6 Administración de ingeniería

- Perfil de puestos para ingenieros.
- Estimado y lista de planos.
- Programas de ingeniería.

## 1.4 ADVERTENCIAS

Todo el análisis, diseño y construcción está basado en las especificaciones del manual americano AISC (*American Institute of Steel Construction*), Manual de Obras Civiles de la CFE y el Reglamento para Construcciones en el D.F.

Existe diversidad de criterios e interpretaciones para el cálculo de estructuras metálicas, lo cual permite que el presente documento tenga divergencias con el pensamiento y experiencia del lector; sin embargo, cuando los planteamientos expresados en este análisis y diseño sirven de base para definir cómo



estructurar, modelar y diseñar una estructura cualquiera, entonces se habrán logrado los objetivos que el autor se propuso.

El hombre nunca será sustituido por una máquina, pero si no se le trata como ser humano puede llegar a mecanizarse a tal punto que pierda paulatinamente su sensibilidad y creatividad que lo caracterizan como tal.

**D. Rodríguez Peña**

www.elsolucionario.org

# 2 Arreglo estructural

*Se describen los criterios, normas y especificaciones que rigen el diseño, la disposición del arreglo estructural, la información básica y las solicitaciones de cargas a que estarán sujetos los marcos de una estructura piloto.*

## 2.1 ESPECIFICACIONES

Las especificaciones civiles para plantas industriales, son las bases y lineamientos que rigen el proceso de diseño, construcción y montaje de los edificios; generalmente la ingeniería de detalle está basada en los criterios de diseño, mientras que la de fabricación y montaje en especificaciones de construcción.

### 2.1.1 Criterios de diseño

Se presenta a continuación un formato típico de criterios de diseño para el edificio que será analizado, diseñado y detallado.

Título: "Criterios de diseño para el análisis y diseño del edificio de proceso y producto terminado".
Planta: (Nombre del conjunto industrial.)
Unidad: (Nombre del edificio.)
Proyecto: (El número de proyecto correspondiente.)
Area: 240.

A R E A 240
EDIFICIO DE PROCESO Y PRODUCTO TERMINADO

*1. ALCANCE*

- Estos criterios cubren el análisis y diseño estructural del edificio de proceso y producto terminado, denominado área 240.
- Excepto la galería de los transportadores No ____ que accesan por la parte sur del edificio.
- La especificación No ____ (condiciones generales del sitio) del proyecto No ____ forma parte de esta especificación.

*2. REQUERIMIENTOS GENERALES*

- La localización del edificio, del equipo, instalaciones, dimensiones, niveles, plataformas, etc. se tomaron de los planos de ingeniería básica de ____ proporcionados por ____ (nombre del cliente), para este edificio y que son los siguientes ____ (poner a continuación los números y títulos de los planos o la información básica con la que aparecen las necesidades y requerimientos del cliente).
- Además se tomará en cuenta lo indicado y aprobado en planos arquitectónicos, mecánicos, de tuberías, de proceso, de manejo de materiales, eléctricos, de aire acondicionado, etc., de ____ (poner a continuación

número y título de los planos de otras áreas que complementan al diseño civil).

- De igual manera, el tipo de cimentación, niveles de desplante, posibles asentamientos, tratamiento del suelo, rellenos y capacidades de carga del terreno, indicados en el estudio de mecánica de suelos de esta área No —— de —— (nombre de la compañía que hizo el estudio de mecánica de suelos), de fecha ——, servirán de base para el diseño de la cimentación del edificio de proceso y producto terminado.

## 3. *DESCRIPCION E INSTALACIONES*

Es un conjunto estructural cerrado, con estructura metálica, y que debido a los requerimientos de funcionalidad y servicio a que será destinado, contendrá las siguientes instalaciones:

- Puertas de acceso de producto y de personal.
- Ventanas laterales y ventilación de grav. en la cumbrera.
- Centro de control de motores y de instrumentos.
- Oficina y servicios.
- Taller y cuarto de materiales.
- Un reactor, una centrífuga, tanques de almacenamiento, procesadores y bandas para manejo de materiales.
- Grúa viajera (capacidad 20 toneladas y gancho auxiliar de 5 toneladas).
- Dos monorrieles (capacidad 5 toneladas c/u).

La materia prima se recibe por la parte sur del edificio, se procesa en el área del mismo nombre; la reacción química se efectúa en el reactor, se separa el producto a través de la centrífuga, y se envía el producto terminado por medio de transportadores al área de ensacado hacia el oeste.

## 4. *DIMENSIONES*

El edificio mide 18 X 48 X 14 m y la estructuración interior, debe de alojar las instalaciones que a continuación se detallan, según requerimientos del proceso:

| | | |
|---|---|---|
| 1. | De reacción química (con monorriel) | 12 X 18 m |
| 2. | De proceso (molienda) | 24 X 18 m |
| 3. | De oficinas y servicios | 6 X 6 m |
| 4. | De mantenimiento (taller con monorriel) | 12 X 6 m |
| 5. | De separación química (ccm y centrífuga con MR) | 12 X 18 m |
| 6. | De maniobras (con grúa viajera) | 36 X 18 m |

(Véase croquis de dimensiones, instalaciones y equipo, en la figura 2.1.1.*a*).



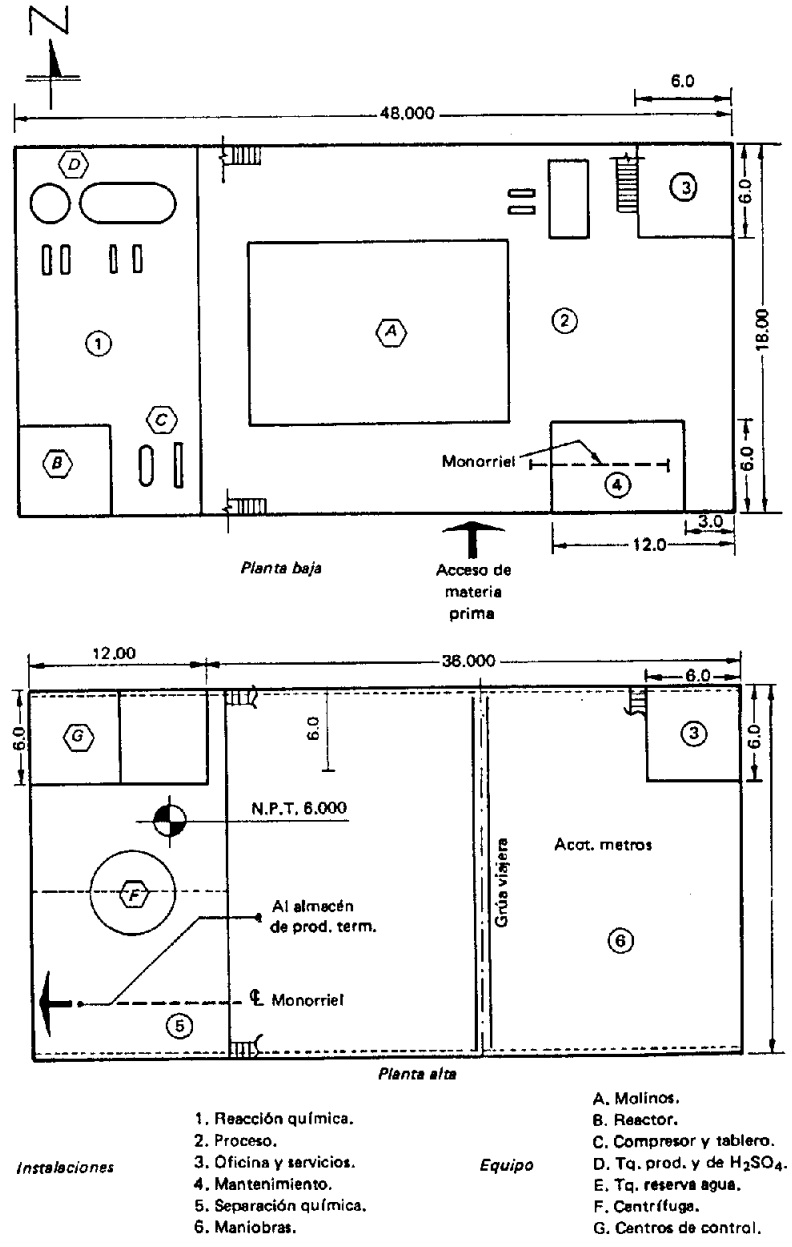



Figura 2.1.1.*a*

www.elsolucionario.org



## 5. *MATERIALES**

| | | |
|---|---|---|
| • Lámina de asbesto-cemento | | ASTM A - |
| • Lámina metálica | | ASTM A - |
| • Largueros de perfiles formados en frío | | ASTM A -440-66 |
| • Perfiles estructurales, largueros metálicos, placas, clips, anclas (soldables), conectores | | ASTM A-36 |
| • Tornillos de montaje, de sujeción de largueros, anclas (no soldables), contraflambeos (cortante por aplastamiento) | | ASTM A-307 |
| • Tornillos conexiones de estructura (C. por fricción) | | ASTM A-325 x |
| • Soldadura de taller | E-60 xx | ASTM A-233 |
| • Soldadura de campo | E-70 xx | ASTM A-233 |
| • Tabique prensado, rojo recocido | | ASTM A-62 |
| • Block de concreto | | ASTM A-62 |
| • Rejilla electroforjada, placa antiderrapante | | ASTM A-36 |
| • Cemento Portland | | TIPO I |
| • Acero de refuerzo (vars. No. 2.5, No. 4 y mayores) | | ASTM A-615-68 |
| • Acero de refuerzo (vars. No. 2 y No. 3) | | ASTM A-615-68 |
| • Malla electro-soldada | | ASTM A-185-56 |
| • Perfiles PTR | | ASTM A-500-68 |
| • Perfiles estructurales de acero inoxidable | | ASTM A-320 |
| • Camisas y tubulares (acero al carbón ced. 40) | | ASTM A-53 |

*Para materiales seleccionados en el ejemplo típico de diseño, ver inciso 2.2.10.2.

## 6. *JUNTAS Y CONEXIONES*

### *a) Juntas de construcción*

- En marcos longitudinales, deberán proveerse juntas de construcción a cada 80 m; dichas juntas pueden ser a base de "doble columna" o de conexiones deslizantes.
- En marcos longitudinales mayores de 120 m deberá hacerse un análisis térmico.
- También deberán proveerse juntas de construcción en edificios contiguos, o bien cuando un mismo edificio tiene gran diferencia de cargas (división de cuerpos).

### *b) Conexiones estructurales de cubierta*

- Los largueros serán fijados a los clips por medio de tornillos y éstos a su vez vienen soldados de taller en la estructura (trabe o cuerda superior de armadura).



- La lámina será fijada a los largueros por medio de ganchos.
- Los contraflambeos serán atornillados y tensados en campo.

### *c) Conexiones para estructura metálica*

- Las conexiones de la estructura podrán ser, según se apruebe, cualquiera de las formas indicadas a continuación:
  - Soldada en taller y atornillada en campo.
  - Soldada en taller y soldada en campo.
- Si las necesidades de mantenimiento de un equipo requieren la remoción de trabes, contravientos, rejillas, etc.; dichos elementos requerirán conexión especial y una nota que indique que son "removibles"; de otra forma, todas las conexiones deberán ser permanentes (fijas).

### *d) Conexiones para estructura de concreto*

- Las conexiones, traslapes, anclajes, etc., en estructuras de concreto deberán regirse por lo indicado en detalles del ACI y Reglamento de Construcciones del D.F.

### *e) Conexiones en detalles para dibujo*

- Los detalles estructurales no son de planos de taller; por lo tanto, sólo debe indicarse espesor de placas (sin dimensiones), número y diámetro de tornillos (sin localización) y espesor de soldadura.

## 7. *DISEÑOS Y NORMAS*

- El tipo de diseño de estructura será el que a continuación se detalla.

| | |
|---|---|
| – Edificio y estructuras de acero | Diseño elástico. |
| – Cubiertas y sistemas de piso de concreto | Diseño plástico. |
| – Cimentación | Diseño plástico. |

- Las normas estándar que regirán el diseño del edificio y sus instalaciones serán las indicadas en los siguientes manuales:

| | |
|---|---|
| – Largueros MON-TEN | A.I.S.I |
| – Estructura de acero (D. elástico) | A.I.S.C. |
| – Soldadura | A.W.S. |
| – Tornillos y acero de refuerzo | A.S.T.M. |
| – Estructura de concreto (cimentación) | ACI 318-83 (D. plástico). |
| – Estructura de concreto (superestructura) | ACI 318-83 (D. plástico). |
| – Cargas gravitacionales y accidentales | R.C. DF. y M.O.C. CFE. |

## 8. CARGAS DE DISEÑO

### a) Tipos de cargas

- Acciones permanentes (cargas muertas).
  - Peso propio de la estructura: losas, rejillas, cubiertas, vigas, trabes, etc. (PPE)
  - Peso equipo vacío y tuberías: equipo vacío, tanques, tuberías, ductos, instalaciones, grúas viajeras, etc. (PEV)
- Acciones variables (cargas vivas).
  - Pisos de operación y mantenimiento: plataformas, pasillos, escaleras, azoteas, oficinas, laboratorios, baños, centros de control de motores, centro de control de instrumentos, etc. (CVP)
  - Presión de sólidos y líquidos (donde se requiera). (PSL)
  - Peso de equipo y tubería en pruebas. (PEP)
  - Peso de equipo y tubería en operación. (PEO)
- Acciones accidentales
  - Sismo (S)
  - Viento (V)
  - Nieve (donde sea aplicable) (N)

### b) Selección y combinación de cargas

- Montaje.
  - (PPE + PEV ) X 1.1
  - (PPE + PEV + S) X 1.0
  - (PPE + PEV + V) X 1.0
- Pruebas.
  - (PPE + CVP + PEP) X 1.10
- Operación.
  - [PPE + (CVP + PEO) 0.95] X 1.00
  - [PPE + (CVP + PEO) 0.95 + S] X 0.75
  - [PPE + (CVP + PEO) 0.95 + V] X 0.75



### c) Valores sugeridos

| | | |
|---|---|---|
| Tuberías CM | = | 40 kg/m |
| Cubierta Lám. CV | = | 60 kg/m$^2$ |
| Cubierta CV red | = | 20 kg/m$^2$ |
| Pisos OP CV | = | 500 kg/m$^2$ |
| Pisos OP CV red | = | 300 kg/m$^2$ |
| Cubierta loc. P | = | 100 kg |
| Cub. Concr. CV | = | 100 kg/m$^2$ |
| Cub. concr. CV red | = | 70 kg/m$^2$ |

## 9. REQUERIMIENTOS DE INFORMACION Y PRESENTACION

### a) Información de proyecto

El ingeniero que desarrollará el cálculo y diseño de las estructuras deberá contar con la siguiente información de proyecto:

- Criterios de diseño y especificaciones de construcción.
- Planos de ubicación y arreglo general.
- Planos de arreglos de equipo.
- Planos arquitectónicos.
- Planos del fabricante de los equipos.
- Estudio de mecánica de suelos.
- Estudio de las condiciones generales del sitio.

### b) Presentación de los trabajos

- La presentación de los trabajos de ingeniería deberá hacerse en hojas de cálculo membretadas, formando una memoria de cálculos que deberá contener lo siguiente:
  - Indice.
  - Descripción breve del alcance.
  - Fuentes de información de proyecto.
  - Datos de diseño.
  - Análisis de cargas.
  - Secciones preliminares.
  - Modelo de computadora.
  - Revisión estructura principal.
  - Diseño estructuras complementarias.
  - Control de pendientes.
  - Croquis para dibujos.
  - Lista de materiales y de varillas.

## 10. *REQUERIMIENTOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO*

### *a) Diseño de elementos estructurales y sus conexiones*

- El diseño del elemento estructural (trabes, vigas, columnas, contravientos) se hará con los elementos mecánicos que resulten del análisis.
- El diseño de conexiones de elementos estructurales deberá hacerse con el 33% adicional de los elementos mecánicos del análisis o al 85% (excepto contravientos que será al 50% ) de la capacidad total del elemento por conectar (la que sea mayor).
- Las conexiones atornilladas serán con tornillos de 3/4"$\phi$ ASTM A – 325 X; tipo aplastamiento en estructuras principales y con tornillos 5/8"$\phi$ ASTM A-307 tipo aplastamiento en estructuras secundarias (escaleras, largueros, etc.); la conexión mínima de vigas, trabes, contravientos, monorrieles, etc., será mediante 2 (dos) tornillos.
- Los espesores de soldadura deberán diseñarse para una eficiencia del 100% tanto en electrodos de taller como de campo.

### *b) Espesores mínimos*

| | |
|---|---|
| • Acero estructural, espesores de ángulos | t = 6 mm |
| • Placas de conexión de trabes | t = 8 mm |
| • Placas atiesadoras, cartabones y placas tapa | t = 10 mm |
| • Tensores y contraflambeos, acero redondo de | $\phi$ = 8 mm |

### *c) Deflexiones y desplazamientos de equipo y elementos estructurales*

| | |
|---|---|
| • Trabes y vigas (que no soportan muros) | L/360 |
| • Trabes y vigas (que soportan muros) | L/600 |
| • Largueros de cubiertas | L/180 |
| • Rejilla, placa antiderrapante (bajo CV de 500 kg/m$^2$ ) | 6 mm |
| • Monorrieles | L/500 |
| • Trabes carril | |
| – Deflexión vertical (grúas capac. $\geq$ 50 toneladas) | L/600 |
| – Deflexión vertical (grúas capac. $<$ 50 toneladas) | L/750 |
| – Desplazamiento lateral | L/600 |

### *d) Desplazamiento de estructuras*

| | |
|---|---|
| • Combinaciones de carga que rigen el diseño | H/500 |
| • Bajo carga sísmica exclusivamente | H/200 |
| • Bajo carga de viento exclusivamente | H/400 |



### *e) Plataformas, pasillos, barandales y escaleras*

- Anchos mínimos de plataformas, pasillos y escaleras: 800 mm.
- Altura libre entre el piso terminado y el lecho inferior del más próximo elemento estructural: 2100 mm.
- Las soleras de carga de sistemas de piso a base de rejilla electroforjada deben colocarse en una misma dirección.
- El peralte mínimo de rejilla electroforjada debe ser de 19 mm (procurando que en todos los sistemas de piso a base de rejilla tengan un solo espesor).
- Los agujeros de diámetros $\geq$ 152 mm $\phi$ deben llevar camisa.
- Los barandales deben ser fijos, a menos que se indique como "removible" en los planos de diseño y de tubo de 32 mm $\phi$.
- Los escalones serán del mismo material que las plataformas y descansos, con remates de material abrasivo y de las siguientes dimensiones mínimas: (H) Huella = 250 mm, (P) Peralte = 190 ó 195 mm o cumpliendo con la expresión H = (640 ó 630) – 2 P.
- Los anchos mínimos de descansos, serán de 900 mm.
- La máxima longitud de escalera sin soportes intermedios será de 6000 mm.
- Las escaleras serán a base de "canales" de 203 mm como mínimo y tendrán un sólo tipo de perfil.

### *f) Trabes y vigas*

- El peralte mínimo será de 152 mm en equipos hasta de 5 toneladas, o de 203 en $\geq$ 5 toneladas; cuando se requiera IPR $>$ 305 se usará IPC.
- Los canales y ángulos, *no se usarán* como vigas, excepto en escaleras, o vigas perimetrales de remate en huecos, en plataformas con equipos de hasta 5.00 toneladas, o soportes de tuberías.
- Soporte lateral.
  - Los pisos de concreto (con o sin conectores, con patines embebidos o no en el concreto), *sí* proveen soporte lateral a las vigas y/o trabes que los soportan.
  - Los pisos de plataforma o rejilla, los anclajes de equipo, los largueros de cubierta, *no* proveen soporte lateral a las vigas y/o trabes que los soportan.
  - Las vigas intermedias *proveen soporte lateral* (arriostramiento contra pandeo del patín de compresión) a los elementos donde se conectan (vigas, trabes, columnas, etc.), *siempre y cuando* sean capaces de resistir las fuerzas laterales producidas en el miembro donde se conectan por flexión en el menor de sus ejes; dichas

www.elsolucionario.org



fuerzas laterales pueden suponerse igual al 15% de la fuerza en el patín de compresión del miembro por soportar lateralmente.

- El peralte mínimo de una viga o trabe debe limitarse a:
  - Empotradas o apoyadas en sus 2 extremos (exc. cub.) L/23.
  - De cubierta L/28, ——— en cantiliver y T. carril L/12.
- En todo caso, el peralte mínimo debe ser igual o mayor que el de las vigas soportadas.
- El diseño preliminar de vigas a cortante y flexión (trabes), será considerándolas como *simplemente apoyadas.*
- Las vigas que sólo sirvan como puntales, tendrán una relación de esbeltez máxima de kL/r = 200.

*g) Columnas, placas base y anclaje*

- No se permiten secciones en caja.
- El peralte mínimo de una columna será de 203 mm, pero deberá cumplir con los requisitos mínimos del AISC o los recomendados en la tabla 2.1.1.b.
- Las columnas de viento deberán ser articuladas, con una relación de esbeltez kL/r = 200 máximo, y su paño exterior debe coincidir con el correspondiente exterior de las columnas principales del edificio para tener un sólo paño de largueros de la fachada; peralte mínimo: H/(28 ó 30) en H $\leq$ 10 000 mm y H/(36 ó 40) en H $>$ 10 000 mm.
- Las longitudes máximas de columnas sin empalmes será de 16 000 mm, dichos empalmes se localizarán 500 mm arriba del correspondiente nivel de entrepiso, el detalle será de acuerdo con lo indicado en el Structural Steel Detailing del AISC.
- El cortante en la base de la columna, debe ser transferido a la cimentación según el siguiente criterio:
  - Por fricción entre la placa base y el concreto ($\mu$ = 0.45), el F.S. contra deslizamiento debe ser de 1.5 usando la mínima carga axial muerta en la base.
  - El cortante excedente debe ser absorbido por las anclas que no estén trabajando a flexión.
  - Cuando lo anterior no sea factible, el cortante excedente (diferencia entre el cortante de diseño y el resist. por fricción), debe ser transferido por medio de placas de cortante y las anclas se diseñarán a tensión (por flexión) exclusivamente.
- En placas base mayores de 600 × 800 mm (o $\geq$ 0.5 m$^2$) se deberán proveer 2 agujeros de 51$\phi$ como exclusores de aire para la colocación del *grouting* (para nivelación, plomeo y montaje).



Tabla 2.1.1.b Requisitos mínimos para columnas*

| Concepto \ Tipo de estructura | • Plataformas • Equipo ≤ 5 ton • Escaleras • Racks tubería | • Plataformas soportes de equipo > 5 T | • Marcos rígidos de sección variable articulado | • Marcos rígidos de sección constante | • Marcos rígidos sección escalonada | • Marcos rígidos sección escalonada |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Espesor mínimo en medios corrosivos | 6 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 |
| Espesor mínimo en medios no corrosivos | 5 | 8 | 6 | 6 | 6 | 6 |
| Peralte mínimo $d$, $d_1$ y $d_2$ | $d = \frac{H}{25}$ | $d = \frac{H}{20}$ | $H \leq 11500$ $\frac{d_1 = 150}{d_2 = H/20}$<br>$H > 11500$ $\frac{d_1 = 200}{d_2 = H/15}$ | $H \leq 11500\ d = \frac{H}{26}$<br>$H > 11500\ d = \frac{H}{20}$ | $H_1 \leq 11500\ d_1 = \frac{H_1}{20}$<br>$H_2 \leq 11500\ d_2 = H_2/20$<br>$H_2 > 11500\ d_2 = H_2/15$ | $H_1 \leq 11500\ d_1 = H_1/20$<br>$H_1 > 11500\ d_1 = H_1/15$<br>$H_2 \leq 11500\ d_2 = H_2/25$<br>$H_2 > 11500\ d_2 = H_2/20$ |
| Radio de giro $r$ | $r_x = 0.36d$<br>$r_y = 0.22b$ | $r_x = 0.42\ d$<br>$r_y = 0.25\ b$ | $r_x = 0.36d$<br>$r_y = 0.22\ b$ | $r_x = 0.36d$ A 0.42d<br>$r_y = 0.22b$ A 0.25b(*) | $\frac{d_2}{d}\sqrt{\frac{I_2}{I_1}}$ | |
| Relación de esbeltez $KL/r$ | 120 | 100 | 120 | 100 | 100 | 120 |
| Factor de longitud de esbeltez $K$ | Nudo inferior empotrado | Nudo sup arriz. ** $k$ = 0.80<br>Nudo sup desplaz. $k$ = 1.20 | | Nudo inferior articulado | Nudo sup. arriz. ** $k$ = 1.00<br>Nudo sup. desplaz. $k$ = 2.00 | |

Notas: * — Secs. form. por placas o secs I, donde $b$ es el ancho del patín.
** — El nudo superior puede articularse por medio de contravientos.

- Cuando el espesor de la placa base por diseño sea mayor de 38 mm, deberá reducirse por medio de cartabones, cuyo espesor mínimo será de 10 mm; deberá evitarse el uso de doble placa (placa base sandwich).
- El espesor de placa y anclaje mínimos, se ajustarán a lo siguiente:
  - Articuladas, plataf $EQ \leq 5$ ton t = 16 mm 2 anclas 16 mm$\phi$.
  - Articuladas, col. viento, equipo pesado t = 19 mm 2 anclas 19 mm$\phi$.
  - Empotradas, plataf $EQ \leq 5$ ton t = 16 mm 4 anclas 16 mm$\phi$.
  - Empotradas, equipo $> 5$ ton t = 19 mm 4 anclas 19 mm$\phi$.

*h) Contravientos*

- Los sistemas de contraventeo deben ser colocados preferentemente en diagonales en cruz, trabajando *exclusivamente a tensión* con una relación de esbeltez $kL/r \leq 300$, $k = 1.00$, y una inclinación mínima de $\alpha = 30°$.
- La dimensión mínima será APS 51 X 6.
- Las placas de conexión y separadoras serán de 6 mm mínimo, y la relación de esbeltez de las placas separadoras será de $kL/r = 40$, para contravientos a compresión y $kL/r = 80$ a tensión, $k = 1.00$ y la máxima distancia entre placas separadoras S = 1500 mm.
- La excentricidad máxima entre puntos de trabajo de un contraviento y el miembro donde se conecta, no debe exceder de 150 mm.
- Los contravientos deben disponerse en cruz, y preferentemente coincidentes en un mismo entre-eje del edificio, tanto en laterales como en las cubiertas; no se permitirá un entre-eje interrumpido a menos que la continuidad se restablezca en el tablero adjunto, siguiendo en este entre-eje o alternadamente colocándolo en el primero.
- Los contravientos se colocarán dejando como máximo tres entre-ejes libres en naves con grúa y cuatro cuando no la halla.
- Cuando se coloquen contravientos en "V" (Λ, V, >, <, etc.), estos deberán prolongarse de piso a techo; cuando no sea posible, deberá checarse el cortante y momento producido en la columna por la aplicación de la componente horizontal en ese punto.
- En contravientos en "V", u otra posición poco usual, donde el trabajo sea a compresión, los requerimientos mínimos serán: $kL/r \leq 200$, $k = 1.00$, $\alpha = 30°$ mínimo.

*i) Armaduras*

- La relación de esbeltez deberá considerarse de $K = 1.00$.
- El peralte mínimo y relaciones de esbeltez será:
  - Empotradas (continuas) $d = L/15$ $kL/r \leq 120$
  - Simplemente apoyadas $d = L/10$ $kL/r \leq 120$
  - En cantiliver $d = L/7.5$ $kL/r \leq 100$



*Nota:* Al igual que las trabes, la longitud máxima L se considerará la de la hipotenusa y no el claro total, cuando el ángulo de inclinación de la cubierta (pendiente) sea $\geq$ 10%.

- Los miembros de la armadura deben disponerse de manera que la cuerda superior y montantes trabajen a compresión, y la cuerda inferior y diagonales ($\alpha = 30°$ mínimo) a tensión.
- La sección mínima cuando no exista equipo en las cuerdas, será APS 51 X 6 (doble o sencillo) y placas de conexión y separadoras de 6 mm; y sección IPR 152 cuando sí lo halla.
- El diseño preliminar de secciones de una armadura debe de hacerse con "propiedades equivalentes" según el esquema siguiente:

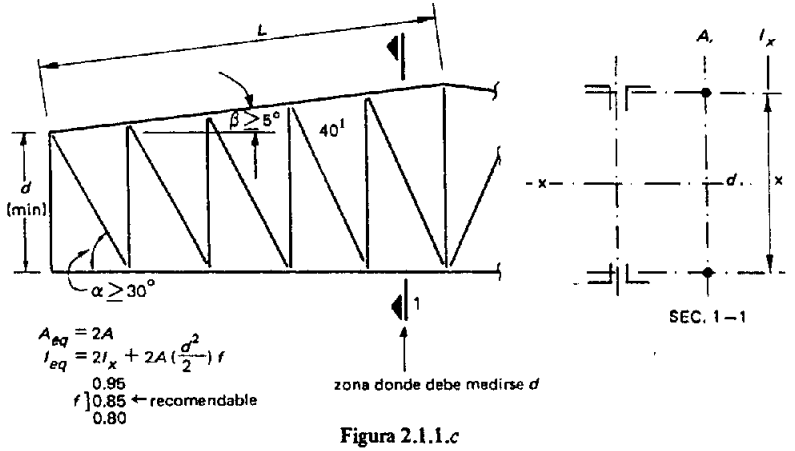



**Figura 2.1.1.c**

*j) Cubiertas*

- Para efectos de modelo de computadora, las cargas de la cubierta pueden suponerse uniformemente distribuidas sobre la trabe o cuerda superior de armadura.
- En cubiertas de lámina estructural la pendiente mínima es 5%.
- La separación máxima de tensores será de 2500 mm y su diámetro mínimo red. 8 $\phi$ mm.
- No se permite soportar lateralmente el patín inferior en trabes de cubierta por medio de soportes inclinados (patas de gallo).
- Los largueros deben tener holguras de montaje de 3 mm en los entre-ejes, excepto en los extremos, y del tamaño requerido en las juntas constructivas; estas últimas deberán ser correspondientes con los detalles arquitectónicos para su sello.

- Las fachadas deben tener una misma línea límite de largueros.
- El peralte mínimo será L/28 en A-36 y L/35 en A-440.
- Los largueros no deben utilizarse como puntales.
- Los largueros superiores que soportan la cubierta, deben ser perfiles laminados; no se permiten largueros en caja.
- Los largueros no dan soporte al patín de compresión a trabes, cuerdas de armaduras o columnas.

### 2.1.2 Especificaciones de construcción

Se presenta a continuación un listado general de algunas especificaciones de construcción:

1. Trazo.
2. Desmonte y limpieza.
3. Despalme.
4. Excavación y nivelación.
5. Rellenos y terraplenes.
6. Bases para pavimentos.
7. Espuelas y laderos.
8. Pavimentos asfálticos.
9. Pavimentos hidráulicos.
10. Banquetas y guarniciones.
11. Drenajes pluvial, sanitario e industrial.

12. Excavación para cimentaciones por superficie.
13. Cimentación de tanques atmosféricos.
14. Obra civil para ductos eléctricos.
15. Obra civil para sistema contra incendio.
16. Obra civil para sistema de agua potable
17. Muros de contención de concreto y túneles.

18. Materiales para concreto.
19. Aditivos para concreto.
20. Elaboración del concreto.
21. Mortero sin contracciones (grouting).
22. Colocación y vibrado del concreto.
23. Curado del concreto.
24. Cimbra, obra falsa y cimbra deslizante.
25. Acero de refuerzo.
26. Placas embebidas, conectores y anclas.
27. Resanes y reparaciones en el concreto.
28. Control y pruebas del concreto.



29. Fabricación de estructuras de acero.*
30. Montaje de estructuras de acero.*
31. Acero misceláneo.

32 Mampostería de piedra.
33. Muros y detalles.
34. Impermeabilizaciones de muros.
35. Impermeabilizaciones de techos.
36. Impermeabilizaciones de fosas y cisternas.

*Notas:* [1] Las especificaciones marcadas con asterisco (*) serán detalladas como información para el ingeniero estructurista.
[2] El formato típico aquí presentado puede complementarse con lo indicado en la sección 3 titulada "Especificaciones" del Manual Stándar para Ingenieros Civiles de F.S. MERRITT.

### *29. FABRICACION DE ESTRUCTURAS DE ACERO*

*a) Notas generales*

- Las condiciones generales del sitio forman parte de estas especificaciones; el contratista deberá consultarlas para la ejecución de cualquier trabajo descrito en esta sección.
- Cualquier procedimiento, detalle, nota, etc., indicado en los planos de diseño deberá ejecutarse en taller o en campo, siguiendo una buena práctica de ingeniería constructiva.
- Si por necesidades del taller o campo debe cambiarse el alcance, materiales, equipo, detalles, resistencias, pruebas, tipos de aceros, perfiles, dimensiones, niveles, etc., deberá consultarse a la gerencia del proyecto o el departamento técnico de diseño, para su aprobación.

*b) Generalidades*

- Alcance de los trabajos. Consistirá en suministrar el equipo, materiales, mano de obra y supervisión técnica para ejecutar los trabajos que a continuación se indican:
  - Planos de taller y montaje según el anexo no. 1. "Planos del contratista de estructura de acero".
  - La fabricación de las estructuras de acero de acuerdo a los planos de diseño y estas especificaciones.
  - La pintura de taller, de campo y limpieza que se requiera para su aplicación según se indique en planos y especificaciones respectivas.
  - Las plantillas para las partes que se conectarán a trabajos de ensamble hechos por otros, solicitadas por el inspector (inciso 2.1.2 (29)) *l* "supervisión y entrega de los trabajos") o el cliente.
  - Las maniobras de carga, transporte y descarga en obra de las estructuras, a menos que se indique diferente en el contrato.
  - Las pruebas mencionadas en el anexo 2, "control de calidad y pruebas en estructuras de acero".
  - Las correcciones y pruebas causadas por deficiencias en la fabricación según especificación 2.1.2. (30) "montaje de estructuras de acero".

www.elsolucionario.org



- Los tornillos de montaje.
- El material requerido para las conexiones atornilladas como son tornillos, tuercas, rondanas, etc., a menos que el alcance del contrato especifique otra cosa.

• Partes y trabajos no incluidos.

| | |
|---|---|
| – El acero misceláneo | especificación 2.1.2. (31) |
| – El montaje de estructuras de acero | especificación 2.1.2. (30) |
| – Las placas embebidas, conectores y anclas | especificación 2.1.2. (26) |
| – Los permisos de construcción. | |

(Los conceptos enunciados de alcance incluido y no incluidos, estarán sujetos a disposiciones en lo contrario, indicados en el contrato.)

• Trabajos de fabricación.

– El trabajo de fabricación deberá efectuarse en talleres que cumplan con los requisitos siguientes:

A – Equipo profesional.
B – Mano de obra especializada y calificada.
C – Capacidad de producción.
D – Calidad y tiempos de entrega especificados.
E – Recursos para trabajos de campo.
F – Etica profesional.

*c) Materiales*

• Perfiles, placas y barras de acero estructural.

– Especificación: ASTM A-36.
– Los fabricantes de perfiles., placas y barras cubiertos en esta sección y a menos que se especifique y apruebe por el cliente; podrán ser:

A. Compañía Fundidora de Fierro y Acero de Monterrey.
B. Altos hornos de México, S.A. (AHMSA).
C. Hojalata y Lámina S.A. (HYLSA).

• Perfiles ligeros de acero, formados en frío.

– Especificación: ASTM A-440.
– Fabricantes recomendados (a menos que se especifique lo contrario por el cliente) Cía. Fundidora F. y A. de Mont. y AHMSA.

• Perfiles tubulares rectangulares (PTR).

– Especificación: ASTM A-500.
– Fabricante recomendado (a menos que se autorice lo contrario por el cliente) Hojalata y Lámina S.A. (HYLSA).



• Soldadura.

| | | | |
|---|---|---|---|
| – Especificación: | Acero A-36 (taller) | electrodo E-60 xx | ASTM A-233 |
| | Acero A-36 (campo) | electrodo E-70 xx | ASTM A-233 |
| | Perfiles F, en frío y PTR | electrodo E-60 xx | ASTM A-233 |

• Tornillos, tuercas y rondanas.

– Todas las partes atornilladas llevarán rondanas en un solo extremo de cada tornillo, según la parte que gire al apretar.
– Especificación:

| | | |
|---|---|---|
| Tornillos grado estructural | Grado A, rondanas no end. | ASTM A-307 |
| Tornillos alta resistencia | Tuercas y cabeza hexag. | ASTM A-325 |
| Tornillos especiales: tuercas | A-194 grado 2H, Rond. A-325 | ASTM A-490 |

– Los fabricantes recomendados podrán ser:
A. Tornillos Spasser, S.A.
B. Unbrako Mexicana, S.A.
C. Tornillos de México, S.A.

• Pruebas.

– El contratista entregará al cliente, cuando le sea solicitado, el reporte certificado de las pruebas practicadas por los fabricantes, a los materiales cubiertos por la presente especificación; este reporte no exonera al contratista de ejecutar por su cuenta las pruebas solicitadas en esta especificación.

*d) Mano de obra*

• El trabajo de soldadura deberá efectuarse por operarios calificados de acuerdo con la norma AWS D1.0-69 "Código para Soldadura en Construcción" del A.W.S.

*e) Equipo*

• El contratista podrá emplear el equipo que considere conveniente, siempre y cuando compruebe ante el cliente o su inspector que es el adecuado para ejecutar cada etapa de trabajo:

– Dentro del programa establecido en contrato y obra.
– Con la calidad requerida.
– Con los requerimientos, pruebas, limitaciones y normas solicitadas en la presente especificación.
– Con los máximos grados de seguridad de construcción en la obra.

*f) Procedimiento de fabricación*

• Fabricación en taller.

– La fabricación de estructuras de acero en el taller debe siempre procurar producir los elementos o miembros estructurales de manera que los trabajos de conexión, nivelación y montaje en el campo se reduzcan y simplifiquen.

- El contratista hará en el taller la mayor cantidad de conexiones y empalmes en los elementos estructurales.
- Las restricciones del taller estarán limitadas exclusivamente a dimensiones máximas por transporte, por capacidad de montaje, por capacidades de galvanizado (cuando se requiera), por las juntas de montaje indicadas en planos de diseño, o cuando por necesidades de transporte, los elementos estructurales o placas de conexión que sobresalgan puedan sufrir algún daño.

• Normas de fabricación.

- Se seguirán los lineamientos establecidos por el AISC, relativos a "especificación para el diseño, fabricación y montaje de acero estructural para edificios", pero sujetándose a lo indicado en esta especificación.
- El material por emplear en la fabricación de estructuras de acero, debe cumplir con las tolerancias indicadas en el inciso 2.1.2. (29) *g* titulado "tolerancias de fabricación".
- Para la alineación o corrección de algún material, se requerirá la aprobación del cliente, pero deberá preferirse el enderezado mecánico antes que el que requiera calentamiento; todo enderezado por temperatura no rebasará los 600°C para acero A-36.

• Cortes.

- Los cortes en el material de fabricación serán efectuados por medio de cizalla o soplete, de acuerdo con las limitaciones que se indican a continuación:

  A. Todas las superficies del corte deberán ser esmeriladas.
  B. No se permitirán grietas mayores de 2 mm de profundidad; el material con grietas mayores será desechado o cepillado por cuenta y riesgo del contratista.
  C. El soplete deberá hacerse con guías mecánicas (rectas o curvas).
  D. No deberá cortarse con cizalla las superficies que serán unidas por soldadura en conexiones de cortante y flexión (trabes, placas o columnas inclusive).

• Agujeros

- Los agujeros en el material de fabricación serán efectuados por punzones o taladros, con las siguientes limitaciones:

  A. Los agujeros para tornillos serán de 1.6 mm mayores que el diámetro de los mismos.
  B. Los agujeros de diámetro igual o mayor que el espesor del material de fabricación se harán con punzón o taladro (indistintamente); los de diámetro menor que el espesor del material, se harán con taladro, o punzonando en un diámetro 1.6 mm menor que el del agujero y rimando posteriormente hasta el diámetro requerido, este procedimiento incluye también los agujeros en las uniones de trabes a columnas por medio de placas de conexión.
  C. Queda prohibido hacer agujeros con soplete (en vez de punzones y taladros) y agrandarlos con botador (en vez del rimador).



• Juntas atornilladas.

- Las tuercas, rondanas (de cabeza o tuerca), longitud, agarre, etc., se obtendrán del:

  A. Manual para constructores de la Fundidora de Fierro y Acero de Monterrey (Manual Monterrey).
  B. Manual de Altos Hornos de México (Manual AHMSA).

- La longitud de agarre se calculará considerando los espesores de las partes conectadas.
- El método recomendado para apretar los tornillos será el de girar cualquiera de los extremos tuerca o cabeza, de acuerdo a la especificación para juntas estructurales del ASTM respectiva.
- Si las partes conectadas tienen espesor variable con pendiente mayor del 4.5%, las rondanas a emplear deberán ser biseladas.

• Soldadura.

- Toda la soldadura se hará de acuerdo al procedimiento de "soldadura manual de arco metálico blindado", según especificaciones:

  A. AWS Práctica recomendada para soldadura de acero estructural para edificios.
  B. AISC Especificación para el diseño, fabricación y montaje de acero estructural para edificios.

- Todas las superficies por soldar estarán limpias de partículas extrañas como pueden ser escoria, herrumbre, grasas, pintura, rebabas, etc.
- Las preparaciones de las piezas por soldar (acabados, biseles, etc.) también pueden hacerse con soplete, pero guiado y soportado mecánicamente.
- Todas las piezas por soldar deberán estar sujetas y colocadas de tal manera que no se induzcan efectos secundarios (esfuerzos residuales) y puedan deformarse. Para alineación o corrección de algún material deformado, véase el inciso 2.1.2. en su concepto normas de fabricación.
- La soldadura de taller podrá hacerse:

  A. Manualmente, con personal especializado según requerimientos de la AWS.
  B. Mecánicamente, por medio de soldadoras automáticas, que cumplan de igual manera con los requerimientos del A.W.S.

- Toda la soldadura de taller deberá hacerse preferentemente en posición horizontal y de arriba hacia abajo; no se permitirá ninguna soldadura realizada "sobre cabeza" (hacia arriba).
- El trabajo de soldadura de taller deberá de hacerse según los requerimientos de la AWS, especialmente lo correspondiente a:

  A. Procedimiento: limpia la superficie, se dará el primer paso del cordón, se quitará la escoria residual cuando la conexión tenga una temperatura admisible al tacto, se dará el siguiente paso del cordón de soldadura, se quitará la escoria excedente, etc., tantos ciclos como se requiera hasta dar el espesor total indicado en los planos de diseño.

B. Calidad: el resultado del trabajo presentará una mezcla homogénea y sólida de los materiales unidos sin presentar picaduras, deformaciones, escorias, etc.

- Elementos estructurales.

  – Todos los elementos estructurales fabricados, procesados y terminados, serán aprobados por el cliente, o su inspector, o el Departamento de diseño si han cumplido con:

    A. Los requerimientos del contrato.
    B. Los requerimientos de los planos de diseño.
    C. Los requerimientos de esta especificación.
    D. Los requerimientos de montaje, procurando que las partes que a ellos se conecten, como son: placas base, ménsulas, placas de conexión, atiesadores, placas separadoras, clips, diafragmas, o los agujeros de conexión o montaje, estén debidamente acabados, pintados, marcados y compuestos, para minimizar el trabajo de campo.
    E. Los requerimientos de transporte. Dimensiones o elementos de conexión salientes que puedan sufrir daño durante el transporte, etc.; en el caso de salientes, el inspector, el cliente o el departamento de diseño aprobarán que dichas piezas no se suelden en taller, pero deberán puntearse lo más cercano posible a su posición definitiva, dejarse marcas que así lo identifiquen y soldar en campo.

  – Las armaduras y trabes horizontales, en longitudes mayores de 8000 mm; se dará la contraflecha indicada a continuación:

    A. La indicada en planos y diseño.
    B. La equivalente para absorber la deflexión producida por cargas muertas, según limitaciones de flechas indicadas por el AISC o esta especificación.

  – Las placas de conexión en armaduras para unir cuerdas, diagonales y montantes tendrán las siguientes dimensiones:

    A. Transversalmente, la longitud del elemento estructural más el espesor de soldadura, más una holgura de 5 a 13 mm.
    B. Longitudinalmente, la longitud máxima de soldadura indicada en planos de diseño, más una holgura de 10 a 16 mm.

  – La línea de centros de elementos estructurales será la siguiente:

    A. En ángulos simples y ángulos dobles espalda/espalda, si van unidos con soldadura, la línea centroidal, y si van unidos con tornillos, la línea de gramil.
    B. En ángulos dobles en estrella, tes, canales y tes, ya sea soldados o atornillados, la línea de simetría.

  – Los elementos estructurales a base de ángulos dobles a espalda con espalda, en estrella, canales dobles a espalda con espalda o de celosía llevarán placas separadoras a una distancia máxima de:



    A. 40 veces el radio de giro mínimo si los elementos a conectar trabajan a compresión.
    B. 80 veces el radio de giro mínimo si están a tensión. (En cada caso, se trata del radio de giro mínimo de cada pieza individualmente, es decir si son dos ángulos, se tomará el radio de giro mínimo de uno solo de ellos, a menos que se indique otra cosa en los planos de diseño.)

  – Se procurará que en las conexiones, todos los elementos coincidan con un punto de trabajo común; la máxima distancia no coincidente en el P.T. será de 150 mm.

- Plantillas.

  – El contratista fabricará en el taller las plantillas que servirán para el montaje o colocación de anclas para la cimentación. Las plantillas se fabricarán de lámina calibre 12, con sus agujeros, dimensiones, orientación y localización indicados en planos de diseño.
  – Las plantillas deberán estar a disposición del cliente, y en la obra, con la suficiente anticipación para no retrasar los trabajos de las cimentaciones.

- Limpieza y pintura de taller. Se ejecutará de acuerdo a la especificación que se indique en los planos de diseño y a lo indicado a continuación:

  – La pintura será aplicada una vez que la estructura procesada-terminada se inspeccione y apruebe.
  – A las superficies de contacto para empalmes o juntas se les aplicará el siguiente procedimiento:

    A. Juntas en taller: se limpiarán, no se aplicará pintura, e inmediatamente serán soldadas.
    B. Juntas de campo: se limpiarán, se pintarán con una mano de pintura anticorrosiva, y ya en campo, se eliminará esta pintura para inmediatamente después ser soldadas.

  – Para soldaduras de campo, no se pintará en una franja de 50 mm (cincuenta milímetros) a cada lado de dicha soldadura.
  – La limpieza deberá hacerse por medio de cepillos de alambre, o cualquier otro sistema, con el objeto de que las superficies permanezcan libres de mohos, escamas, rebabas, salpicaduras o cualquier materia extraña hasta antes de aplicar la pintura.
  – El contratista se responsabiliza del cuidado, almacenaje, manejo y montaje de todo el material inspeccionado y aprobado.
  – Cualquier material dañado, doblado o fatigado por omisión del concepto anterior, podrá desecharse o repararse sin cargo alguno para el cliente y siguiendo lo indicado en el inciso 2.1.2. en el concepto titulado "Normas de fabricación".

*g) Tolerancias de fabricación*

- Las normas que regirán las tolerancias según el tipo de elemento estructural que se trate, las cuales se reproducen en el manual AISC, son las que se indican a continuación:

www.elsolucionario.org



- ASTM A-6 Perfiles laminados.
- AWS Perfiles formados por placas soldadas.
- AISI Perfiles formados en frío.
- AISC Perfiles en general.

*h) Pruebas*

- El cliente, o su representante (inspector), podrán pedir que se hagan en el taller pruebas de ensamble correcto de las conexiones de campo, en cualquier etapa de los trabajos y para facilitar el montaje en la obra.
- De igual manera, podrán pedir que se seleccionen algunas soldaduras con el objeto de hacer las pruebas necesarias; consecuentemente podrán solicitarse otras pruebas, o cancelaciones de los trabajos, si no se cumple con lo especificado.
- Las pruebas deben hacerse de acuerdo con lo indicado en el anexo 2 "Control de calidad y pruebas en estructuras de acero".

*i) Supervisión y entrega de los trabajos*

- Todos los elementos estructurales terminados, deberán ser recibidos, supervisados y aprobados en el taller antes de su embarque, por un "inspector" designado por el cliente. El inspector deberá tener acceso sin previo aviso al taller del fabricante, para recibir, supervisar, aprobar, solicitar pruebas, etc., de los elementos estructurales procesados y un lugar específico dentro del mismo taller, para revisar los planos de taller que deberán estar actualizados, de acuerdo a la última revisión de los planos de diseño; todo ello, durante cualquier etapa de ejecución de los trabajos especificados.
- El inspector reportará al cliente, y con conocimiento al Dpto. de diseño, los avances, anomalías, o la fabricación de los elementos estructurales, que se ha efectuado de acuerdo con las especificaciones y planos de diseño y taller.
- Cuando el inspector reciba, supervise y acepte las estructuras fabricadas, de ninguna manera relevará al fabricante de la obligación de corregir total o parcialmente los materiales y perfiles defectuosos, mal fabricados o con errores u omisiones.

*j) Bases para estimaciones*

- Las cubicaciones se harán en base a lo indicado en:

  - Manual para constructores de la Fundidora de Fierro y Acero de Monterrey, en lo relativo a pesos teóricos de materiales.
  - Manual AISC (American Institute of Steel Construction), en lo relativo a método de evaluación propuesto en el "Code of standard practice", sin ninguna adición por descalibre o pintura.

*Nota importante:* Deberá aclararse al principio de cualquier especificación que en los manuales y estándares a que se hace referencia, se trata de la *última revisión* más los *"adendums"* posteriores.

- Podrá insertarse en este espacio, para información del fabricante de estructuras, las normas y tolerancias de laminación y fabricación de estructuras, como un apéndice, de los manuales a que se hace referencia en el inciso 2.1.2. (29)*g* "Tolerancias de fabricación".



## *ANEXO 1 "PLANOS DEL CONTRATISTA DE ESTRUCTURAS DE ACERO"*

*a) Notas generales*

- Las condiciones generales del sitio forman parte de estas especificaciones, el contratista deberá consultarlas para cualquier trabajo descrito en esta sección.
- Cualquier procedimiento constructivo indicado en los planos de diseño, referente a trabajos de taller, deberá ejecutarse siguiendo una buena práctica de ingeniería constructiva.
- Si por necesidades constructivas debe cambiarse el alcance, materiales, detalles, dimensiones, niveles, etc., deberá consultarse con el Dpto. técnico de diseño para dichas modificaciones, con conocimiento del cliente y del supervisor, para su aprobación correspondiente.

*b) Generalidades*

- Esta especificación tiene como objetivo, la elaboración de los planos del contratista de estructuras de acero (planos de taller); forma parte y/o se complementa con las especificaciones siguientes:

  - 2.1.2. (29) "Fabricación de estructuras de acero".
  - 2.1.2. (30) "Montaje de estructuras de acero".
  - 2.1.2. (31) "Acero misceláneo".
  - 2.1.2. (29) Anexo 2 "Control de calidad y pruebas de estructuras de acero".

- El contratista suministrará todo el equipo, materiales, mano de obra, y la supervisión requerida para la elaboración de los planos del contratista de "estructuras de acero" (planos de taller), en base a los planos de diseño y especificaciones recibidas del contratante (cliente).

- Los planos del contratista de estructuras de acero por elaborar, que comúnmente se denominan "planos de taller", deberán ser los siguientes:

  - Planos de taller (propiamente dichos).
  - Planos de montaje.
  - Lista de tornillos.
  - Lista de electrodos.

*c) Planos de taller*

- Los planos de taller deben incluir la información necesaria y suficiente para la fabricación de cada parte componente de una estructura, elementos estructurales, placas, anclas (si se especifica), tipo y tamaño de tornillos o remaches (si se especifica), tipo de electrodos y dimensiones de soldadura.
- Los planos de taller deben de elaborarse:

  - Siguiendo la mejor y más moderna práctica de ingeniería.
  - Procurando rapidez y economía en fabricación, transporte y montaje.
  - Según las presentes especificaciones, y lo indicado en los manuales del AISC, AWS, AISI y ASTM; (preferentemente lo que se refiere a detalles), y en el inciso 8.1 "detalles estructurales".

- Los planos de taller deben de contener:
  - Los detalles de las piezas por fabricar, transportar y montar.
  - La lista de materiales correspondiente a cada elemento estructural, indicando convenientemente el elemento, pieza, dimensiones, peso unitario, peso parcial y peso total.
  - Y la siguiente información:
    - A. Unidades, tipo de materiales y especificaciones.
    - B. Número y título del plano de diseño generador.
    - C. Número del plano de montaje con el que deben ensamblarse y elegirse las piezas detalladas.
    - D. Número del plano o de la lista donde aparezcan tornillos, electrodos, etc.
    - E. Número del plano o taller, fecha de elaboración, nombre y firma del diseñador y del revisor, título del plano.
    - F. Un sello de aprobación para fabricación y montaje.

- El contratista de estructuras de acero podrá prescindir de la elaboración de los planos de taller, si no se especifica en el alcance y la estructura cumple los siguientes requisitos y facilidades:
  - Si la estructura por fabricar corresponde al tipo ligero (nota 1).
  - Si los marcos son regularmente típicos.
  - Si los planos de diseño son sencillamente detallados (nota 2).
  - Si el tonelaje total del conjunto no excede de 100 toneladas.
  - Si el diseño está totalmente terminado (nota 3).
  - Si se cuenta con equipo y personal calificado.
  - Si en campo se cuenta con un buen equipo, material y personal de respaldo.

*Notas:*

1. Según el tipo de estructura, las naves industriales pueden clasificarse como se indica a continuación:

| *Tipo de estructura sin incluir cubierta* | *Capacidad de la grúa (ton)* | *Altura del riel (m)* | *Peso en kg/m²* |
|---|---|---|---|
| Semiligera | 0 A 5 | 6 A 10 | 35- 50 |
| Ligera | 10 A 20 | 8 A 16 | 55- 75 |
| Semimediana | 25 A 50 | 10 A 16 | 80-100 |
| Mediana | 75 A 100 | 16 A 20 | 105-170 |
| Semipesada | 125 A 175 | 10 A 20 | 175-300 |
| Pesada | 175 A 350 | 16 A 26 | 305-350 |

| *Tipo de cubierta* | |
|---|---|
| Semiligera | 15-20 |
| Ligera | 25-30 |
| Semimediana | 35-40 |
| Mediana | 45-50 |
| Semipesada | 55-65 |
| Pesada | 70-80 |

2. Los planos de diseño no son planos de taller; por lo tanto, la información en los primeros debe ser necesaria y suficiente, sin detalles exagerados e innecesarios.

3. Un plano totalmente terminado se refiere a un plano sin pendientes.



- Los detalles de los planos de taller deben limitarse a lo siguiente:
  - Cumplir con lo indicado en la especificación 2.1.2. (29) "Fabricación de estructuras de acero".
  - Nomenclaturar todos los elementos estructurales, orientarlos convenientemente y ubicarlos consecuentemente en los planos de montaje.
  - En placas base:
    - A. Lo indicado en planos de diseño.
  - En columnas:
    - A. Lo indicado en planos de diseño.
    - B. Indicar localización y detalle de empalmes de taller.
    - C. En perfiles de tres placas de fabricación estándar (por ejemplo perfil AHMSA IPC) que no se encuentren en el mercado y que tengan que fabricarse en taller o campo, indicar espesor de soldadura alma-patines mínimo, si no se ha especificado en los planos de diseño.
    - D. Localizar simétricamente los agujeros, puntos y líneas de trabajo, topes de perfiles, etc., que coinciden en un nudo.
  - En vigas y trabes:
    - A. Lo indicado en planos de diseño.
    - B. Ninguna viga o trabe debe tener empalmes.
    - C. Idem inciso C de columnas (aplicado a vigas y trabes).
    - D. Localizar simétricamente los agujeros para tornillos.
    - E. Acotar las zonas que han de despatinarse, así como holguras.
  - En contravientos:
    - A. Lo indicado en planos de diseño.
    - B. Ningún contraviento debe tener empalmes.
    - C. Localizar simétricamente los agujeros para tornillos (zig-zag, tres-bolillo, línea, etc.).
    - D. Localizar simétricamente las líneas de trabajo.
  - En conexiones:
    - A. Lo indicado en planos de diseño.
    - B. Diámetros de agujeros.
    - C. Acotación de agujeros (distancias mínimas).
    - D. Dimensiones de placas de conexión de contravientos.
    - E. Completar la rigidez de nudos y elementos estructurales con placas tapa, cartabones, placas separadoras, placas atiesadoras, etc., omitidas o que complementen los planos de diseño.
    - F. Holguras y dimensionamiento de clips referidos a normas y no detallados en planos de diseño.
    - G. Localización y dimensionamiento de tornillos de montaje.
    - H. Procedimientos de construcción para evitar dejar piezas sin soldar.

- En general:

  A. Todo aquello que complemente lo indicado en planos de diseño.
  B. Cualquier detalle que presente dificultad para fabricarse, soldarse, transportarse y montarse, será modificado, siempre y cuando no se afecte la estabilidad estructural del conjunto y siguiendo una buena práctica de ingeniería.

*d) Planos de montaje*

- Los planos de montaje deberán ser elaborados por el contratista de fabricación de estructuras de acero para servir de guía en el montaje de las mismas.
- Los planos de montaje deben elaborarse:

  - Siguiendo la mejor y más moderna práctica de ingeniería.
  - Procurando rapidez y economía en la erección de las estructuras.
  - Siguiendo como patrón, los que aparecen en el "Structural Steel Detailing" del AISC y en el inciso 8.1 "detalles estructurales".

- Los planos de montaje deben de contener:

  - La posición definitiva de cualquier elemento estructural fabricado (orientación, nivel y posición).
  - La conexión con elementos contiguos, a menos que se especifique otra cosa en el alcance.
  - Los pesos de los elementos por montar, cuando éstos rebasan los 1000 kg.
  - Y la siguiente información:

    A. Número y título del plano de diseño generador.
    B. Número y título del plano de taller en el que se detallan las piezas por montar.
    C. Número y título del plano de montaje, fecha de elaboración, nombre y firma del diseñador y del revisor.
    D. Sello de aprobación para montaje.

- El contratista de estructuras de acero podrá prescindir de la elaboración de los planos de montaje, si no se especifica en el alcance (en tal caso, se dibujarán los datos de montaje en los planos de taller) y la estructura por montar cumple con los siguientes requisitos y facilidades:

  - Si los marcos son regularmente típicos.
  - Si se facilita el montaje exclusivamente con los planos de diseño y de taller.
  - Si en campo se cuenta con un buen respaldo de equipo, materiales y personal calificado.

*e) Listas de tornillos y electrodos*

- Se prepararán listas de tornillos y electrodos para conexiones en campo que cumplan con lo siguiente:

  - Serán elaboradas en forma separada según el tipo de material.
  - Indicarán diámetros, espesores, referencia a conexiones y cantidades.
  - Ver ejemplos indicados en el "Struct. Steel Detailing" del AISC.



*f) Nomenclatura y marcas*

- El contratista tiene la obligación de proponer un sistema de nomenclatura para nombrar las piezas en los planos y marcarlas en el taller, lo cual necesariamente hace que:

  - Todas las piezas y elementos estructurales deben incluirse en este sistema.
  - Los elementos que por necesidades de transporte deban llevarse por separado, tendrán las referencias necesarias, para que también faciliten el montaje.

*g) Dibujo*

- Todos los planos deberán cumplir con los requisitos siguientes:

  - Idioma: Lengua nacional (números y letras mayúsculas).
  - Unidades: Métricas (dimensiones en mm, niveles en m, cantidades de materiales en kg).
  - Personal: Técnico y de experiencia.
  - Dibujos:

    A. Sketchs en hojas tamaño carta.
    B. Planos en tamaño 24" X 36" elaborados con papel, minas y gomas tipo "FILM" (preferentemente).
    C. En caso contrario usar papel albanene dibujado a leroy.

*h) Supervisión y aceptación de los trabajos*

- El cliente podrá aprobar al contratista por anticipado la elaboración de los planos de taller.
- Los planos de taller podrán ser aprobados total, parcialmente o hasta terminada la etapa de fabricación; sin embargo dicha aprobación no libera al contratista de la obligación de corregir errores contenidos en el plano y a la vez, lo responsabiliza de la trascendencia de dichos errores, que produzcan problemas de fabricación, montaje y funcionamiento del conjunto estructural que se trate.

*i) Bases para estimaciones*

- La elaboración de planos de taller no implica:

  - Avance de fabricación.
  - Motivo de estimación.
  - Responsabilidad alguna para el cliente.

- En general los planos del contratista de estructuras de acero son responsabilidad exclusiva del mismo, excepto lo indicado en contra.

## *ANEXO 2 "CONTROL DE CALIDAD Y PRUEBAS EN ESTRUCTURAS DE ACERO"*

*a) Notas generales*

- Las condiciones generales del sitio forman parte de estas especificaciones; el contratista deberá consultarlas para cualquier trabajo descrito en esta sección.

www.elsolucionario.org



- En cualquier tipo de prueba solicitada en los planos de diseño, indicando el lugar y etapa de fabricación del miembro estructural donde deba efectuarse la misma, deberán seguirse los lineamientos indicados en la presente especificación y siguiendo una buena práctica de ingeniería.
- Si por necesidades constructivas debe cambiarse el alcance del control de calidad y pruebas, deberá consultarse con el Dpto. técnico de diseño y ser aprobado por el cliente o su supervisor.

*b) Generalidades*

- El alcance de esta especificación comprende las siguientes pruebas:

| | |
|---|---|
| – Inspección visual de soldaduras | 2.1.2.(29) anexo 2. c |
| – Inspección radiográfica de soldaduras | 2.1.2.(29) anexo 2. d |
| – Inspección visual de tornillos | 2.1.2.(29) anexo 2. e |

- El contratista de fabricación y montaje deberá suministrar, en cualquier etapa de los trabajos, todas las facilidades para la ejecución de la inspección y pruebas.
- Todos los trabajos de inspección, pruebas y su calificación, deberá apegarse a las especificaciones siguientes:

| | |
|---|---|
| – Estructuras soldadas | AWS Sec 5-6 Structural Welding Code. |
| – Estructuras atornilladas | ASTM A-325 A-307 Structural Joints. |

*c) Inspección visual de soldaduras*

- Todas las soldaduras deberán ser inspeccionadas visualmente de acuerdo a lo que indica la AWS D1.1-72.
  - Las soldaduras de taller podrán ser autorizadas para embarque, toda vez que se hayan aprobado por inspección visual; las soldaduras rechazadas por inspección visual deberán ser corregidas o repuestas (sin cargo adicional al cliente y bajo la estricta responsabilidad del contratista), según indicaciones del inspector antes de ser presentadas nuevamente para inspección.
  - Las soldaduras de campo serán aprobadas por inspección visual de las mismas en el sitio definitivo siguiendo las indicaciones anteriores.

*d) Inspección radiográfica de soldaduras*

- Los trabajos serán efectuados por una agencia denominada "laboratorio" y será designada, contratada y dependiente del cliente.
- La clasificación de conexiones soldadas y porcentaje inicial para los efectos de inspección radiográfica, será el siguiente:

| | *Sitio de la conexión a inspeccionar.* |
|---|---|
| – Conexiones tipo A 3% | |
| A. Marcos rígidos para naves industriales | Unión trabe-columna. |
| B. Trabes carril | Empalmes y ménsulas. |



| | |
|---|---|
| C. Armaduras (cuerdas superior o inferior) | Unión cuerdas-columna. |
| D. Placas base (aquellas con más de 4 anclas) | Toda la pieza. |
| E. Marcos que no posean contravientos o muros de cortante | Unión trabe-columna. |
| F. Marcos con contravientos (sólo en las zonas de los mismos) | Unión trabe-columna. |
| G. Plataformas y estructuras para equipos $\geq$ 10 toneladas | Unión trabe-columna. |

– Conexiones tipo B 1%

| | |
|---|---|
| A. Marcos rígidos para naves industriales | Otras conexiones. |
| B. Trabes carril | Sujeciones y topes. |
| C. Armaduras (montantes, diagonales, etc.) | Uniones secundarias. |
| D. Placas base (aquellas con 4 anclas o menos) | Toda la pieza. |
| E. Marcos que no posean contravientos o muros de cortante | Uniones secundarias. |
| F. Marcos con contravientos | Uniones de contravientos. |
| G. Plataformas y estructuras para equipos $<$ 10 toneladas | Uniones secundarias. |
| H. Soldaduras de raíz en perfiles de 3 placas h $\geq$ 457 mm | Unión alma-patines. |
| I. Uniones no clasificadas en tipo 1 a 3, planos o espec. | Conexiones no incluidas. |

– Conexiones tipo C 0%

| | |
|---|---|
| A. Acero misceláneo | Conexiones principales. |
| B. Separadores, conectores, anclas | Conexión en general. |
| C. Soldaduras de raíz en perfiles de 3 placas h $<$ 457 mm | Unión alma-patines. |

- Procedimiento de selección, rechazo o aprobación de soldaduras.
  - La localización de soldaduras por inspeccionar será al azar.
  - Las soldaduras rechazadas deberán ser reparadas o removidas según las indicaciones de la AWS; una vez reparadas, deberán de ser radiografiadas nuevamente.
  - Si el número de conexiones rechazadas excede el 10% de las inspeccionadas, el porcentaje inicial debe duplicarse; de esta nueva serie de radiografías, dos deberán obtenerse junto a la conexión rechazada, de manera que se inspeccione la labor del mismo operario en igualdad de circunstancias; el resto será seleccionado al azar.
  - Después de la etapa anteriormente mencionada, si el porcentaje de soldaduras rechazadas excede nuevamente el 10% , el laboratorio informará al cliente,

quien a la vez decidirá si se aumenta, y en qué cantidad, el número de soldaduras por radiografiar, o si se radiografían todas.

- Los resultados de la inspección radiográfica, obtenidos por el laboratorio, estarán accesibles al cliente, contratista y el departamento técnico de diseño.

*e) Inspección visual de tornillos*

- Todas las conexiones atornilladas deberán ser inspeccionadas visualmente y de acuerdo a las especificaciones del ASTM y AISC.
- Las conexiones serán inspeccionadas preferentemente en campo, excepto las de montaje o temporales.
- De igual manera, los trabajos serán efectuados por un laboratorio, designado, contratado y dependiente directamente del cliente.
- La clasificación de conexiones atornilladas y porcentaje inicial de uniones a inspeccionar, serán los indicados en el inciso 2.1.2. (29) anexo 2.*d* "Inspección radiográfica de soldaduras" en todo aquello que sea aplicable a conexiones atornilladas.
- La inspección consistirá en revisar lo siguiente:
  - Diámetros y longitudes de agarre.
  - Sistema de apriete por el método "Turn of Nut", indicado por el AISC.
  - El apriete o torque en kg-m que debe tener cada tornillo, se puede determinar experimentalmente apretando uno de ellos hasta lograr su ruptura, anotando el valor que lo logró; el torque apropiado será el 50% ó 60% de dicho valor.
  - Los tornillos deben estar secos, limpios, sin ninguna oxidación y protegidos con una ligera película de aceite, cera, etc.
  - El trabajo de los tornillos, deberá de corresponder con el indicado en las especificaciones (fricción, aplastamiento, etc.).

*f) Supervisión y aceptación de los trabajos*

- El laboratorio está facultado para aprobar las conexiones soldadas o atornilladas que han sido seleccionadas, revisadas y reparadas; dicha aprobación sin embargo no libera al contratista de su responsabilidad sobre alguna falla que ponga en peligro la estabilidad del conjunto estructural.

*g) Bases para estimaciones*

- La aprobación de pruebas no implica avance de fabricación y/o montaje, motivo de estimación, responsabilidad para el cliente, salvo el alcance contratado con el laboratorio.

## *30. MONTAJE DE ESTRUCTURAS DE ACERO*

*a) Notas generales*

- Las condiciones generales del sitio forman parte de estas especificaciones; el contratista deberá consultarlas para la ejecución de trabajos descritos en esta sección.
- Cualquier procedimiento de montaje, secuela, previsiones, etc., indicado en planos de diseño, deberá ejecutarse siguiendo una buena práctica de ingeniería constructiva.



- Si por necesidades de campo, debe cambiarse el alcance, materiales, procedimientos, equipo, pruebas, etc., deberá consultarse al Departamento de diseño, con información al cliente, para su aprobación y conocimiento.

*b) Generalidades*

- El alcance de los trabajos consistirá en suministrar el equipo, materiales, mano de obra y supervisión técnica, para ejecutar los trabajos indicados a continuación:
  - Colocar, nivelar, plomear, erigir, ensamblar y montar la estructura de acero de acuerdo con:
    A. Los planos de diseño.
    B. Los planos de montaje.
    C. Las presentes especificaciones.
  - Las maniobras necesarias para ejecutar los trabajos siguientes:
    A. Conexiones soldadas de campo incluyendo el material de soldadura.
    B. El resane de la pintura de taller de acuerdo a las especificaciones de pintura aplicables.
    C. Placas, lainas, cuñas y elementos similares que se requieren para el montaje.
    D. El relleno de mortero (grouting) que se especifique en los planos de diseño y de acuerdo a la especificación correspondiente.
    E. Los contravientos y puntales provisionales.
- Partes no incluidas:
  - La pintura final.
  - Los permisos de construcción requeridos por las autoridades que competen en el sitio de la obra.
- Estado de los trabajos.
  - Excepto que se indique otra cosa en los planos de diseño, las tolerancias que rigen las estructuras construidas y por construir deben estar de acuerdo con las siguientes especificaciones:

| | |
|---|---|
| A. Dados | 2.1.2. (24) "cimbra y obra flasa". |
| B. Anclas | 2.1.2. (26) "placas emb., conectores y anclas". |
| C. Grouting | 2.1.2. (21) "mortero sin contracciones". |
| D. Acero estructural | 2.1.2. (29) "fabricación de estructuras de acero". |

  - El contratista deberá revisar la cimentación (dados), anclas y elementos estructurales fabricados, así como localización, orientación, dimensiones y niveles, de acuerdo a los planos y las especificaciones, con la necesaria anticipación, de modo que puedan corregirse los defectos encontrados, sin alterar los programas de montaje; cualquier discrepancia encontrada, deberá hacerse del conocimiento del cliente, por escrito, de inmediato, de manera que puedan hacerse las correcciones necesarias y pertinentes.

- Cualquier retraso por corrección de defectos, ocasionados por incumplimiento del inciso anterior o por aviso extemporáneo, será responsabilidad del contratista montador.

*c) Materiales*

- A menos que se indique otra cosa, los materiales empleados en perfiles, placas, soldaduras, tornillos, etc., deberán ajustarse a lo siguiente:

| | |
|---|---|
| – Perfiles, placas y barras de acero estructural | ASTM A- 36 |
| – Perfiles de acero, formados en frío (Mon-Ten) | ASTM A-440 |
| – Perfiles tubulares rectangulares (PTR) | ASTM A-500 |
| – Soldadura electrodo E-60 | ASTM A-233 |
| – Tornillos Gr, Estruct. ASTM A-307, Alta Resist. ASTM-325. | ASTM A-490 |

*d) Mano de obra*

- Todos los trabajos de montaje en campo deberán hacerse con personal calificado y de acuerdo con los códigos correspondientes aplicables del AISC, AWS, ASTM y esta especificación.

*e) Equipo*

- El contratista podrá emplear el equipo que considere adecuado siempre y cuando pueda comprobar ante el cliente, su representante (inspector) o el Dpto. de diseño que es capaz de:

  - Ejecutar los trabajos según se indica en los planos de diseño y montaje, de acuerdo a las especificaciones mencionadas.
  - Producir con capacidad y autosuficiencia todos los trabajos.
  - Cumplir con los programas de construcción establecidos.
  - Ejecutarlos con la calidad solicitada.
  - Cumplir con los reglamentos de seguridad de la obra.

*f) Procedimiento de construcción*

- Montaje.

  - La estructura se montará estrictamente con los perfiles, alineamiento, elevaciones, localizaciones, orientaciones, dimensiones y ejes mostrados en los planos de diseño y montaje; los miembros estructurales se conectarán temporalmente, con el número suficiente de tornillos de montaje que garantice su seguridad y firmeza hasta que se alineen, plomeen y se conecten en forma definitiva.

  - Deberán preverse todas las precauciones necesarias a fin de evitar que los miembros estructurales tengan esfuerzos imprevistos por efectos de plumas, malacates, colgantes, etc.
  - Las columnas se colocarán sobre los pedestales de concreto y se nivelarán a su elevación proyectada por medio de placas o lainas de acero; toda vez que se garantice la estabilidad de las mismas en su posible posición definitiva, se procederá a colar el mortero sin contracciones (grouting) entre los niveles tope de concreto y de desplante de estructura.
  - El contratista es responsable del alineamiento, nivel, verticalidad, firmeza y seguridad de todos los elementos por conectar, y para tal fin, deberá colocar los contravientos, cuñas y puntales necesarios y mantenerlos en posición hasta que se hayan ejecutado las conexiones definitivas o cuando la estructura ya no los requiera.



- Rechazo de las piezas por montar.

  - Un miembro estructural puede rechazarse si su estado pre o post montaje presenta deflexiones producidas por:

    A. Accidentes de transporte.
    B. Servir de apoyo para montaje de equipo por medio de malacates, tirfor's, etc.
    C. Ser cortado para permitir el montaje de equipo retrasado en su entrega u omitido, y vuelto a soldar (c-vientos).
    D. Haberse utilizado como puntal o apoyo de estructuras.

- Correcciones y ajustes.

  - Siempre existirán errores tolerables de fabricación, que no permitirán un ensamble correcto de las piezas; para tal efecto, se seguirán los siguientes procedimientos de corrección y ajuste:

    A. Procúrese que las superficies a ensamblar estén libres de partículas y sustancias extrañas, removiéndolas antes de su ensamble.
    B. Se permitirá rimar taladros, pero el diámetro del agujero rimado no debe ser mayor de 3 mm que el del tornillo solicitado.
    C. Se permitirán cortes de ajuste.
    D. Se permitirán placas de relleno, pero en ninguna circunstancia se permitirá que una placa desviada sea rellenada por una varilla y se solde posteriormente.

  - Para los trabajos anteriores debe obtenerse la aprobación del fabricante de la estructura, el cliente, su supervisor o el departamento técnico de diseño y siempre se seguirán los procedimientos indicados en el inciso 2.1.2 (29)*f* "Procedimiento de fabricación".

- Juntas soldadas y atornilladas.

  - Los procedimientos serán los mismos que los indicados para dichas uniones en el inciso 2.1.2. (29)*f* "Procedimiento de fabricación".

- Daños a los materiales.

  - Con el objeto de evitarle daños a los elementos por montar, el contratista tendrá cuidado con el almacenaje, soporte, manejo y montaje de dichos elementos estructurales.
  - En cualquier etapa de los trabajos, el cliente podrá exigir que los elementos montados se encuentren dentro de las tolerancias indicadas en el inciso 2.1.2. (29)*g* "Tolerancias".

www.elsolucionario.org



- Todo material dañado por no prevenir las causas anteriormente especificadas, será responsabilidad del contratista, y por lo consiguiente se obliga a la reposición y reparación del defecto causado.

*g) Tolerancias*

- Cada elemento estructural debe mantener las tolerancias con que ha sido fabricado, para ergirse adecuadamente. (Ver el inciso 2.1.2. (29)*g* "Tolerancias de fabricación".)
- A menos que se especifique lo contrario en planos de diseño, las tolerancias que rigen en montaje serán las establecidas por el AISC "Code of Standard Practice", sección 7 "Tolerances" y las que se indican a continuación:

  - Las trabes se considerarán alineadas, si la desviación vertical u horizontal es menor que 10 mm de la posición indicada por las dimensiones en los planos.
  - En elementos estructurales que soportan equipo, la posición relativa de agujeros para su anclaje tendrá una tolerancia de 1.6 mm.

*h) Pruebas*

- Si algún trabajo de montaje no ha sido efectuado de acuerdo a los planos y especificaciones, el cliente podrá rechazarlo, pedir su retiro y reposición, así como las pruebas necesarias para su calificación.
- Todas las pruebas serán por cuenta del contratista.
- El grado de deficiencia dependerá de la inspección visual, las pruebas de calidad y su penalización será fijada a criterio del cliente.

*i) Supervisión y aceptación de los trabajos*

- La aceptación de los trabajos estará sujeta a que los trabajos realizados hayan sido efectuados de acuerdo con los lineamientos siguientes:

  - Según se indica en las especificaciones.
  - De acuerdo con los planos de diseño y montaje.
  - Según las indicaciones del cliente.
  - De acuerdo con los resultados satisfactorios de las pruebas.

*j) Bases para estimaciones*

- Las cubicaciones se harán en base a:

  - Los pesos teóricos indicados en el Manual para Constructores de la Fundidora de Fierro y Acero de Monterrey.
  - El método de evaluación propuesto por el "Code of Standard Practice" del AISC.
  - Ninguna adición se hará por descalibre o pintura.

*Notas:*
1. Las especificaciones detalladas anteriormente (2.1.1. criterios de diseño y 2.1.2 especificación de construcción) se han expuesto con el objeto de normar un criterio general acerca del tema, y pueden variar según los requerimientos de alcance, materiales, estructura, mano de obra, o solicitaciones especiales del cliente.
2. Si quisiera ahondarse en el tema, véase el Standard Handbook for Civil Engineers (Merritt) o el Manual AISC.



## 2.2 ESTRUCTURACION

### 2.2.1 Introducción

La estructuración de un edificio es la decisión más importante en el diseño, puesto que de ella dependerá el funcionamiento del conjunto y el mejor aprovechamiento de los recursos de cada elemento estructural.

### 2.2.2 Alcance

El alcance de este tema tiene como objeto fijar los criterios de estabilidad y funcionamiento de un sistema estructural de acuerdo con la elección de las condiciones siguientes:


- Los perfiles y materiales 2.2.3
- Los tipos y características de los apoyos 2.2.4
- Los tipos de conexiones de las juntas 2.2.5
- Los tipos y ubicación de los contravientos 2.2.6
- Utilización de los muros de cortante 2.2.7
- Estructuración y formas de la cubierta 2.2.8
- Estructuración miscelánea 2.2.9
- La estructuración del edificio (modelo de ejemplo) 2.2.10


### 2.2.3 Perfiles y materiales

- Los materiales de que estará hecho un edificio dependen principalmente de:

  - El destino o uso que vaya a tener la estructura.
  - Los particulares requerimientos del cliente.
  - El equipo que operará constantemente en la producción.

- Los materiales comúnmente usados son:

  - Cubiertas : concreto, lámina de asbesto, lámina metálica blocks de concreto, lámina de acrílico.
  - Sist. de entrepiso : concreto, placa antiderrapante, rejilla electroforjada, blocks de concreto.
  - Sist. de piso : concreto, rejilla electroforjada.
  - Estructura : concreto, acero estructural, muros de block.
  - Fachadas : concreto, lámina de asbesto, lámina metálica, blocks de concreto, blocks de barro, lámina de acrílico.
  - Soportería : acero estructural.

- Anclaje : acero.
- Cimentaciones : concreto.
- Fosas y trincheras: concreto y cubiertas de acero.

- De acuerdo con lo anteriormente mencionado, podemos establecer los siguientes materiales conforme al destino de la estructura.

**Tabla 2.2.3.*a*** Materiales para construcción de un edificio en función de su destino.

| Planta industrial o edificio principal | Area de proceso | Estructura | Cubierta | Pisos de operación | Fachadas | Observaciones |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Termoeléctrica | Casa de máquinas | Acero | Lámina metálica | Concreto y piso met. | Lámina met. y muros block | |
| Edificio urbano | Habit. u oficina | Concreto | Concreto | Concreto o blocks | Muros block | |
| Papeleras | Pulpa y papel | Concreto | Concreto | Concreto | Muros block | |
| Ingenio | Fábrica | Acero | Lámina metálica | Concreto | Lámina met. y muros block | |
| Fertilizantes | Filtración | Acero | Concreto | Concreto y p. metálico | Lámina asb. y muros block | |
| Manejo de sólidos | Ensacado | Acero | Lámina de asbesto-cem. | Concreto y p. metálico | Lámina asb. y muros block | |
| Almacenes | Producto terminado | Acero o concreto | Lámina met. o concreto | Concreto | Lámina met. y/o muros block | |
| Petroquímica | Refinación | Acero | Lámina metálica | Concreto y p. metálico | Lamina met. y muros block | |
| Mineras | Molienda | Acero | Lámina de asbesto | Concreto y p. métalico | Lámina asb. y muros block | |
| P. de inyección | Casa de bombas | Acero | Lámina de asbesto | Concreto | Lámina de asbesto | |
| Nucleoeléctrica | Reactor | Concreto | Concreto y lám. metálica | Concreto | Concreto | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |



**Tabla 2.2.3.*b*** Clasificación de perfiles según su funcionamiento.

| *Perfil* | *Arreglo* | *Tipo* | *Nomenclatura* | *Columnas* | *Vigas y trabes* | *Contra-vientos* | *Armaduras* | *Plataformas, escaleras, y acero misceláneo* | *Observaciones* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Perfiles laminados | Simples | I | (A) IPS | — | Util como viga para monorriel | — | — | — | |
| | | H | (B) IPR | Usar en estructuras ligeras | Usar en estructuras ligeras | Usual en estructuras semi-pes. | Util en cuerdas de armaduras pesadas | Muy útil excepto en alf. de escaleras | Perfil recomendado |
| | | U | (C) CPS | — | Usual sólo Como viga de borde | — | — | Muy útil en alfardas de escaleras | |
| | | H | (D) HPS | Poco usual | — | — | — | — | |
| | | L | (E) APS | — | — | Muy útil por sus muchos recursos | Muy útil en cuerdas diagonales y montantes | Usual sólo en soporte para tubos | Perfil recomendado |
| | | T | (F) TPS | — | — | Muy útil en cual-quier cv. | Muy útil en las cuerdas | — | |

**Tabla 2.2.3.*b*** Clasificación de perfiles según su funcionamiento (*Continuación*).

| | *Arreglo* | *Tipo* | *Nomenclatura* | *Columnas* | *Vigas y trabes* | *Contra-vientos* | *Armaduras* | *Plataformas, escaleras, y acero misceláneo* | *Observaciones* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| perfiles laminados | Compuestos | | (G) CIPS | —— | Util como trabe carril grúas hasta 15 ton. | —— | —— | —— | |
| | | | (H) 11 PS 2 - IPR | —— | Util como soporte de larg. de fachada | —— | —— | —— | |
| | | | (I) CPS Celosía | Muy útil en estruct. para subest. | —— | Usual en contrav. de estruct. pesadas | —— | —— | |
| | | | (J) APS Celosía | Muy útil en estruct. para subest. | —— | —— | —— | —— | |
| | | | (K) APS Caja | Su uso requiere aprob. | —— | —— | —— | —— | |



| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Perfiles formados por placas soldadas | Compuestos | | (L) IPC | Util en cualquier tipo de estructura | Util en cualquier tipo de estructura | Usual en estructuras mucho muy pesadas | | | Perfil recomendado |
| | | | (M) IPC T. carril | | Util como trabe-carril | | | | |
| | | | (N) Caja | Muy eficaz, pero su aplicación requiere aprobación | | | | | El inconveniente fundamental es el mantenimiento por corrosión |
| Tubular | Simple | | (O) CIRC. | Muy eficaz en forma aislada para soportes tubulares | | | | | |

www.elsolucionario.org



**Tabla 2.2.3.*b*** (continuación).

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | |
| | | | | | |
| Su empleo está limitado a armaduras ligeras | | | | | |
| | | | | | |
| | | | Su aplicación se limita como vigas de cubierta y fachadas | | |
| | | | | | |
| Ⓟ Rect. | Ⓠ Cuad. | Ⓡ circ. | Ⓢ canal | Ⓣ Zeta | Ⓤ Xal-ten |
| | | | | | |
| PTR | | | Mon-ten | | |
| Perfiles ligeros formados en frío | | | | | |



- Los perfiles que conformarán la estructura del edificio pueden clasificarse en:

  – Perfiles laminados.
  – Perfiles formados por placas soldadas.
  – Perfiles compuestos.
  – Perfiles ligeros formados en frío.

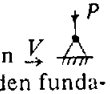
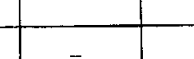
- La elección del tipo de perfil depende principalmente de:

  – El arreglo estructural del conjunto.
  – Los equipos por soportar.
  – Los materiales existentes.
  – Los arreglos básicos del cliente.
  – El sitio de la producción.

- Para efectos de limitaciones tanto en los perfiles como en los materiales, es necesario ver los requerimientos indicados en las especificaciones y tabla siguientes:

  – 2.1.1. Criterios de diseño.
  – 2.1.2. Especificación de construcción.
  – 2.2.3.*b* Clasificación de perfiles según su funcionamiento (tabla).

### 2.2.4 Tipos y características de los apoyos

- Los apoyos más comunes son los que se indican a continuación  Apoyo articulado  Apoyo empotrado, y dependen fundamentalmente de:

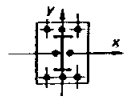
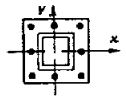
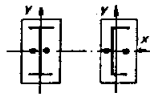
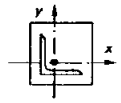
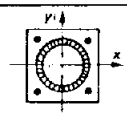
  1. Las conexiones de las juntas superiores (ver inciso 2.2.5).
  2. El sistema de arriostramiento (contraventeo) (ver inciso 2.2.6).
  3. La disposición de las anclas (ver inciso 6.5).
  4. Las dimensiones y el tipo de terreno (datos de proyecto).

- De acuerdo con las conexiones, arriostramiento y disposición de anclas, un apoyo puede presentar las características de la tabla 2.2.4*a*.
- De acuerdo con las dimensiones y el tipo de terreno, un apoyo puede seleccionarse según los requerimientos que aparecen en la tabla 2.2.4*b*.

### 2.2.5 Tipos de conexiones de las juntas (tipos de construcción)

- Las conexiones de las juntas que conforman la rigidez, estabilidad y estructuración del edificio, están íntimamente ligadas a los *tipos de construcción* (AISC Sec. 1.2):

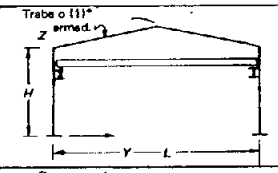
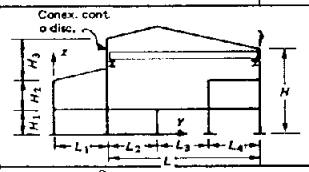
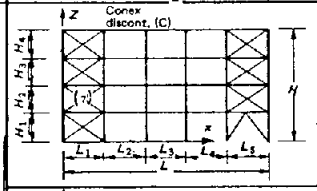
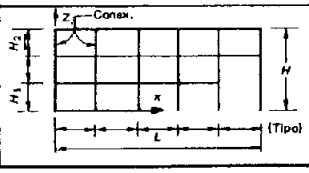
**Tabla 2.2.4.*a*** Características de los apoyos en función de sus conexiones superiores y arriostramiento.

| Tipo de apoyo | DIRECCION X | | | | | DIRECCION Y | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Conexión de la junta inmediata superior | Tipo de arriostra-miento lateral | Disposición de anclas a flexión direc. X | Apoyo | Factor de longitud efectiva $K_x$ | Conexión de la junta inmediata superior | Tipo de arriostra-miento lateral | Disposición de anclas a flexión direc. Y | Apoyo | Factor de longitud efectiva $K_y$ |
|  | Discontinua | Contraviento | — | Articulado | 1.00 | Continua | — | 3 | Empotrado | 1.20 |
| | Continua | Contraviento | — (1) | Articulado | 1.00 | Continua | Contraviento | — (1) | Articulado | 1.00 |
| | Continua | — | 4 | Empotrado | 1.20 | Discontinua | — | 3 | Empotrado | 1.20 |
|  | Continua | — | 3 | Empotrado | 1.20 | Discontinua | — | 3 | Empotrado | 1.20 |
| | Continua | Contraviento | — (1) | Articulado | 1.00 | Discontinua | Contraviento | — | Articulado | 1.00 |
| | Discontinua | — | 3 | Empotrado | 1.20 | Continua | — | 3 | Empotrado | 1.20 |
|  | Continua | — | — | Articulado | 2.00 | Continua | — | — | Articulado | 2.00 |
| | Discontinua | Contraviento | — | Articulado | 1.00 | Continua | Contraviento | — (1) | Articulado | 1.00 |
| | Discontinua | — | — | Articulado | 2.00 (2) | Discontinua | — | — | Articulado | 2.00 (2) |
|  | Discontinua | Contraviento | — | Articulado | 1.00 | Continua | — | — | Articulado | 2.00 |
| | Discontinua | — | — | Articulado | 2.00 (2) | Discontinua | Contraviento | — | Articulado | 1.00 |
| | Continua | Contraviento | — (1) | Articulado | 1.00 | Discontinua | — | — | Articulado | 2.00 (2) |
|  | Continua | — | 2 | Empotrado | 1.20 | Continua | Contraviento | — | Articulado | 1.00 (1) |
| | Discontinua | Contraviento | — | Articulado | 1.00 | Discontinua | — | 2 | Empotrado | 2.00 |
| | Libre | — | 2 | Empotrado | 2.10 | Libre | Contraviento | — (3) | Empotrado | 0.80 |

Notas: (1) El contraviento virtualmente articula un apoyo y se menosprecia o subestima la capacidad de una junta continua; una disposición en esta forma es absurda.
(2) Una conexión superior discontinua sin arriostramiento lateral y con tal disposición de anclas es una estructura inestable que debe evitarse.
(3) Una conexión superior libre y además contraventeada es poco usual y requiere que el contraviento tenga capacidad a compresión; en los demás casos los contravientos deben trabajar eficientemente a tensión.



**Tabla 2.2.4.*b*** Criterio de selección de apoyos según su geometría y tipo de suelo.

| Eje | Sección | Longitud L (metros) | Altura H (metros) | Capac. terreno 0 Ton/m² | Tipo de apoyo requerido | Observaciones |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Marcos rígidos transversales Y |  | 8-15 | 6-20 | Mala 0-6 | Articulación | (2) |
| | | 16-40 | | | | |
| | | 8-25 | | regular 6.5-12 | Empotramiento | (3) |
| | | 26-40 | | | Articulación | |
| | | 6-40 | | Buena 12.5-20 | Empotramiento | Limitado a estructuras para almacenes, hangares, etc. Sin grúa |
| |  | 8-25 | 8-40 | Mala 0-6 | Articulación | En long. $L_1, L_2, L_3 \leq 12$ se recomienda unir con trabes de liga o con CONTRATRABES (4) |
| | | 26-40 | | Regular 8.5-12 | Empotramiento | |
| | | 8-40 | | Buena 12.5-20 | | |
| Marcos rígidos longitudinales X |  | 12-80 | 8-40 | Mala 0-6 | Articulación | Se recomienda unir las cimentaciones con trabes de liga (5) |
| | | | | Regular 8.5-12 | | |
| | | 12-80 | | Buena 12.5-20 | | Requiere juntas de construcción por dilatación térmica |
| |  | 15-30 | 15 Máximo 16) | Mala 0-6 | Articulación | Se recomienda unir las cimentaciones con contratrabes |
| | | | | Regular 6.5-12 | Empotramiento | |
| | | 15-60 | | 12.5-20 | | |

- *Construcción tipo 1*: comúnmente designada como "marco rígido" (marco continuo), en la cual se considera que las conexiones trabe-A-columna, tienen la suficiente rígidez para mantener, virtualmente sin cambiar, la posición original de los ángulos entre los miembros intersectados.
- *Construcción tipo 2*: comúnmente designada como marco o estructura "simple" (sin rígidez, de extremos libres, flexible, convencional), en la cual se considera que debido a que sólo le conciernen cargas gravitacionales, los extremos de vigas están conectados solamente a cortante y son libres para girar bajo esas cargas.
- *Construcción tipo 3*: comúnmente designada como "estructura semirígida" (parcialmente empotrada), en la cual se considera que las conexiones de trabes poseen dependencia total y capacidad especial de momento de grado intermedio entre la rígidez de la construcción tipo 1 y la flexibilidad de la construcción tipo 2.

- El diseño de las conexiones debe de ser consistente con las consideraciones del tipo de construcción elegido y lo representado en los planos, esto es: si se diseña una trabe como empotrada y la conexión se detalla como tipo 2, dicha conexión puede fallar; de igual manera, si una viga se diseña como viga simple y la conexión se detalla empotrada, causaría que la viga fallara por no resistir un momento tan grande.
- La construcción tipo 1 es incondicionalmente permitida bajo las especificaciones AISC. Se permiten los siguientes dos métodos reconocidos de diseño:

---

(1) Para estructuración y formas de cubierta ver inciso 2.2.8.

(2) En terrenos con capacidades de cargas bajas o malas, la solución más adecuada es articular la cimentación debido a que la flexión en la cimentación producida por el cortante es pequeña; sin embargo, si la columna, tuviera apoyo empotrado, a la flexión anterior se adicionaría el producido por dicho empotramiento, lo cual requiere una cimentación considerable en la dirección "Y".

(3) La limitación en este caso es la longitud del marco, que permite empotrar la cimentación en claros hasta 25 m; el límite superior permite la misma dimensión de cortante, pero disminuye las cargas verticales y podemos articular convenientemente sin aumentar las dimensiones de la cimentación en "Y".

(4) El término "contratrabe" sirve para definir aquel miembro estructural capaz de absorber el cortante y el momento flexionante de manera que la cimentación se diseñe exclusivamente a carga axial (de compresión o volteo) en la dirección de que se trate; esto es, una cimentación se diseñará para los siguientes elementos mecánicos:

| | |
|---|---|
| a) $P = P_x + P_y,\ V_x, M_x, V_y = M_y = 0$ | CT en la dirección "Y" |
| b) $P = P_x + P_y,\ V_x = M_x = 0,\ V_y, M_y$ | CT en la dirección "X" |
| c) $P = P_x + P_y,\ V_x = V_y = M_x = M_y = 0$ | CT en ambas direcciones |

Generalmente se desplantan al mismo nivel de la cimentación.

(5) El término "trabe de liga" sirve para definir aquel miembro estructural que sin absorber elementos mecánicos de cortante y flexión sólo une las cimentaciones para evitar posibles asentamientos diferenciales; por lo general se desplantan debajo del nivel del sistema de piso.

(6) Ver loc. y tipos de conexiones de las juntas en el inciso 2.2.5.

(7) Ver ubicación y servicio de los contravientos en el inciso 2.2.6.



- Diseño elástico, mediante el cual la estructura es estáticamente indeterminada, (ver inciso 5.2. "métodos de análisis") y los esfuerzos (producidos por los elementos mecánicos del análisis) no deben exceder los permisibles comprendidos en la especificación (AISC parte 1).
- Diseño plástico, limitado a marcos rígidos de dos niveles o marcos rígidos arriostrados de varios niveles, cuyos esfuerzos pueden ser determinados por un análisis racional (ver inciso 5.2 "métodos de análisis") y que no deben exceder de los esfuerzos permisibles con sus factores de carga correspondientes (AISC parte 2).

- La construcción tipo 2 es permitida bajo esta especificación, pero sujeta a las estipulaciones de los párrafos siguientes que sean aplicables; sin embargo, en edificios convenientemente diseñados como construcción tipo 2 (esto es, con conexiones viga-columna y conexiones para sismo o viento, de manera que estas últimas no afecten la consideración de flexibilidad de las vigas) los momentos debidos al sismo y viento deben ser distribuidos mediante juntas y miembros seleccionados exprofeso (contraventeos) previéndose que:

  - Las conexiones y miembros conectados (contravientos y sus conexiones) tengan capacidad para resistir los momentos de sismo o viento.
  - Las vigas tengan la capacidad de soportar la carga gravitacional total como "vigas simples".
  - Las conexiones (tanto de vigas como de contravientos) tengan la capacidad de rotación inelástica para permitir sobre-esfuerzos de los tornillos o soldadura bajo la acción combinada de cargas de sismo o viento y gravitacionales (estructura estáticamente determinada por articulaciones de vigas y contravientos).

- La construcción tipo 3 será permitida solamente bajo la evidencia de que las conexiones que van a ser usadas sean capaces de suministrar, como mínimo, una proporción preestablecida de la restricción total en sus apoyos. El dimensionamiento de los miembros principales unidos por dichas conexiones debe ser previsto hasta un grado no mayor de restricción en el apoyo que el mínimo preestablecido (deformación limitada).
- Las construcciones tipo 2 y 3 para desarrollar estas limitaciones (2: rotación inelástica, 3: deformación limitada), pueden necesitar algunas partes de acero estructural (ángulo y/o placas para vigas y contravientos en conexión tipo 2 y placas en conexión tipo 3).

www.elsolucionario.org



**Tabla 2.2.5*a*** Tipos de conexiones de las juntas.

| *Tipo* | *Características* | *Símbolo* | *Detalle de conexión* |
|---|---|---|---|
| 1 | • Conexión rígida<br>• Los ángulos de los miembros conectados permanecen sin cambiar.<br>• Conexión continua<br>• La continuidad se logra mediante la unión a tope de los elementos.<br>• Placas base empotradas con o sin placa superior tipo sandwich.<br>• Construcción tipo 1. | Planta<br>Elevación | |
| 2 | • Conexión flexible<br>• Los ángulos de los miembros conectados giran libremente<br>• Conexión a cortante<br>• La flexibilidad se obtiene transmitiendo el cortante mediante dos ángulos libres de girar.<br>• Placas base articuladas.<br>• Construcción tipo 2 | Planta<br>Elevación | Ver capítulo 6 |
| 3 | • Conexión semi-rígida<br>• Los ángulos de los miembros conectados giran un valor pre-establecido.<br>• Conexión a cortante y flexión<br>• La semi-rigidez se obtiene transmitiendo la flexión y el corte mediante 3 placas; la placa de corte tiene holgura para garantizar el giro pre-establecido.<br>• No recomendable.<br>• Construcción tipo 3 | Planta<br>Elevación | Soldar<br>Ver capítulo 6<br>Soldar<br>1.5b |



## 2.2.6 Tipos y ubicación de contravientos

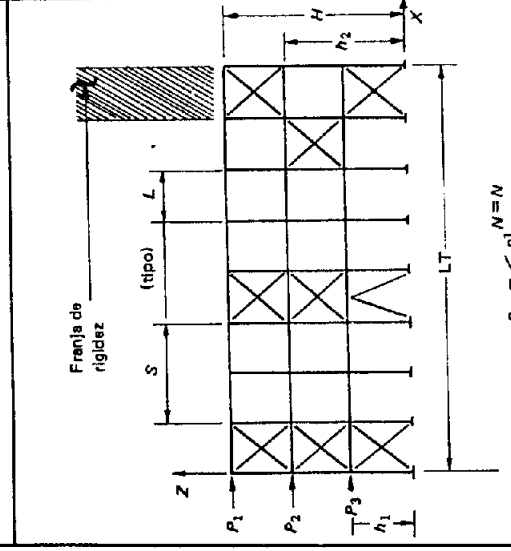
- Se le llama contraviento al elemento estructural capaz de transmitir y absorber los momentos producidos por cargas accidentales (sismo y viento) para garantizar la estabilidad de una estructura.
- Los tipos más usuales son APS (simples, dobles a espalda, dobles en estrella), TPS, IPR, IPC y CPS-celosía (ver tabla 2.2.3.*b*).
- El arreglo de contraviento más común es en cruz, en "V" y combinaciones de éstos, y en los extremos como mínimo.
- Características técnicas de los contravientos:

  – Se procurará diseñar secciones APS, TPS, IPR, CPS-celosía e IPC.
  – El ángulo mínimo de inclinación debe ser de 30°.
  – Deberá procurarse que trabajen exclusivamente a tensión.
  – Las conexiones deben ser articuladas (construcción tipo 2).
  – El factor de longitud efectiva debe tomarse como $k = 1.00$.
  – La relación de esbeltez a compresión será $KL/r \leq 240$.
  – La relación de esbeltez a tensión será $KL/r \leq 300$.
  – En contravientos horizontales adicionalmente deberá revisarse por peso propio la deflexión máxima.
  – El coeficiente sísmico de un marco contraventeado de construcción tipo 2 debe ser de $Cs_x = 2\,Cs_y$ (ver tabla 2.2.6.*a*).
  – Los CV horizontales pueden conectarse indistintamente en el patín superior. alma o patín inferior de vigas y/o trabes (en ese orden).
  – El análisis de contravientos en marcos contraventeados de construcción tipo 2 se permite estáticamente para $\Delta = PL/AE$.
  – La separación máxima de placas separadas será de $KL/r \leq 80$ para miembros a tensión y de $KL/r \leq 40$ a compresión, donde $r$ es el radio de giro mínimo de uno solo de los miembros unidos.
  – No se permitirá dejar de contraventear un "cuadro" de una franja de rigidez, en cualquier nivel, a menos que:

    A. Sea por interferencia obligada de equipo o tuberías $\geq 600\,\phi$ mm.
    B. Se substituya en la crujía inmediata anterior o posterior con un similar arreglo de contravientos (tensión o compresión).
    C. Por mantenimiento, sea removido temporalmente, con conexiones atornilladas y posteriormente colocado para operación y producción normal de la planta.

  – Se procurará disponer del mismo tipo de arreglo de contraviento tanto en los marcos longitudinales extremos como en la cubierta.
  – En contravientos horizontales donde el sistema de entrepiso es a base de losas de concreto armado, se considerará que los cortantes

**Tabla 2.2.6.a** Requisitos generales mínimos para diseño de contravientos.

| Arreglo típico de marco contraventeado de construcción tipo 2 | L (m) | H (m) | Tipo de * estructura | Separación S recomendada entre crujías contravent. máx. | Rigidez de piso K recom. T/M | Límites |
|---|---|---|---|---|---|---|
|  | 18-40 | 6-16 Sin grúa | Semi-ligera Ligera | 4 L | 35 $P_N$ | $\frac{\sum_{0.006}^{0.002}[(i+N)_q - N_q]}{N_d} = \chi$ $\Delta_{Max} = \chi \nabla$ |
| | > 40 | 6-16 Con grúa | Semi-medianas | 4 L | 30 $P_N$ | |
| | | >15 Sin grúa | Mediana Semi-pesada | 3L | 18 $P_N$ | |
| | | >16 Con grúa | Pesada | 2L | 12.5 $P_N$ | |
| | | | | | | * Ver 2.12 planos de taller. nota (1) |





producidos por la excentricidad de los centros de cargas y de rigidez, son absorbidos en 15 y 85% respectivamente por dicho sistema.

### 2.2.7 Utilización de los muros de cortante

- Los muros de cortante pueden disponerse preferentemente en los ejes de fachada, de piso a techo, anclados convenientemente a la estructura y localizados indistintamente en o entre el eje y los paños de la misma.
- Todos los muros de fachada deben estructurarse a base de tabiques, bloques, dalas y castillos de concreto, etc.
- La estabilidad de la estructura no debe basarse en la rigidez de los muros de cortante, sino diseñarse como si no existiesen y solamente echar mano de su capacidad como un factor de seguridad adicional.
- No se permitirá estructurar franjas de rigidez *híbridas*; esto es, con contraventeos y muros de cortante.

### 2.2.8. Estructuración y formas de la cubierta

- La disposición debe hacerse similarmente a lo indicado para contravientos (ver inciso 2.2.6).
- Para chequeo de estabilidad sin un análisis muy riguroso, ver las limitaciones exprofeso del AISC sección 1.13.
- Los claros mayores de 30 m deberán cubrirse con armaduras.
- Para efectos de diseño de vigas y trabes, será considerado que la cubierta no da soporte lateral a dichos miembros.
- Se permite hacer modelos matemáticos suponiendo que la carga producida por la cubierta puede considerarse axialmente (con las reacciones de los largueros sobre la trabe, viga o cuerda superior de armadura, en toneladas) o uniformemente repartida (ton/m).

### 2.2.9. Estructuración miscelánea

- La rigidez de vigas misceláneas menores de 400 mm de peralte no será considerada para calcular la rigidez del sistema de piso.
- Todas las vigas que soportan equipo serán construcción tipo 2, los puntos anclados no soportan lateralmente el patín de compresión y se procurará evitar tensiones coincidiendo las resultantes de los apoyos con los centros de cortante de vigas y/o trabes.

### 2.2.10 Estructuración del edificio (modelo típico) ver inciso 2.2

*a) Criterios de diseño*

Se utilizarán los indicados en el inciso 2.1.1.

*b) Materiales y perfiles*

(Para selección de materiales y perfiles ver inciso 2.2.3).

- Materiales.
  - Estructura. Debido a que es una nave tipo industrial, la estructura típica debe ser métalica.
  - Soldadura. Aquélla que se especifique para taller.
  - Cubierta. Lámina de asbesto (típica en estas naves).
  - Largueros. Mont-Ten (por su ligereza y tipo de cubierta).
  - Pisos concreto. En zonas donde se esté sujeto a vibraciones de equipo, es conveniente rigidizar el sistema por medio de losas de concreto reforzado con conectores.
  - Pisos metálicos. Aquéllos que su única finalidad es la comunicación y accesos, es más conveniente aligerarlos por medio de rejilla electrosoldada.
  - Cimentación. A base de concreto reforzado, debido a que se facilita inclusive el anclaje metálico.

- Perfiles.
  - Estructura. Perfiles IPR* o IPC.
  - Largueros. Perfiles laminados formados en frío.
  - Contravientos. Perfiles APS.

*c) Datos de diseño*

- Resistencias.

| | | |
|---|---|---|
| – Acero estructural | ASTM A-36 | $fy = 2530$ kg/cm² |
| – Soldadura E-60 | ASTM A-233 | $fy = 4220$ kg/cm² |
| – Perfiles Mon-Ten | ASTM A-440 | $fy = 3515$ kg/cm² |
| – Tornillos alta resis. | ASTM A-325 | $fy = 5625$ kg/cm² |
| – Tornillos y anclas | ASTM A-307 | $fy = 2530$ kg/cm² |

*Solo deberán utilizarse perfiles IPR hasta $d \leq 12"$.



| | | |
|---|---|---|
| – Rejilla electrosold. | ASTM A-36 | $fy = 2530$ kg/cm² |
| – Concreto (excepto plantillas) | CEM.PORTLAND TIPO I | $f'_c = 200$ kg/cm² |
| – Varillas de refuerzo | ASTM A-615 | $fy = 4200$ kg/cm² |

- Información del sitio.

Debido a que previamente se habrán hecho los estudios de factibilidad, del sitio, de mecánica de suelos, etc., se proponen los datos siguientes, para un sitio imaginario en el estado de Querétaro; esta información no debe tomarse como real y valedera en dicha zona.

– Información del sitio . . . continua

– Datos sísmicos.

| | |
|---|---|
| 1. Coeficiente sísmico | $Cs = 0.20$ |
| 2. Zona | B |

– Datos del suelo (est. mec. de suelos).

| | |
|---|---|
| 1. Capacidad de carga del suelo (a 1.00 m bajo el N.T.N) | $\sigma = 20.00$ T/m² |
| 2. Peso volumétrico del terreno | $\gamma = 1.60$T/m³ |
| 3. Angulo de fricción interna del material | $\phi = 35°$ |

– Datos pluviométricos.

| | |
|---|---|
| 1. Total | $h = 590.00$ mm |
| 2. Máxima mensual | $h = 300.00$ mm |
| 3. Máxima en 24 horas | $h = 85.00$ mm |
| 4. Máxima en una hora | $h = 60.00$ mm |
| 5. Período de recurrencia | 30 años |

– Datos de temperatura.

| | |
|---|---|
| 1. Máxima extrema | $\Delta = 37°$ |
| 2. Promedio extrema | $\Delta = 27°$ |
| 3. Temperatura a bulbo seco | $\Delta = 19°$ |
| 4. Promedio mínima | $\Delta = 11°$ |
| 5. Mínima Extrema | $\Delta = -3°$ |
| 6) Temperatura a bulbo húmedo | $\Delta = 13°$ |
| 7) Evaporación mensual máxima | 200 |

www.elsolucionario.org



– Datos de viento.

1. Velocidad regional $Vo$ = 80 km/Hr
2. Altura sobre el nivel del mar $h$ = 1840 m

- Requerimientos del cliente (ver 2.1.1. "requerimientos generales").
- Requerimientos del proceso (ver 2.1.1. "descripción e instalaciones").

*d) Selección de apoyos (inciso 2.2.4)*

- Dirección $x$: puesto que estos ejes longitudinales pueden contraventearse (para hacer la estructura lo más rígida, segura y económica posible), es conveniente articular los apoyos.
- Dirección $y$: debido a que el claro es corto, y la capacidad del suelo es buena, conviene empotrar los apoyos.
- Los apoyos interiores pueden articularse en ambas direcciones, puesto que la rigidez de la estructura no depende de estos, sino del planteamiento establecido, de que los marcos principales en las direcciones $x$ y $y$ serán capacitados para ello; sin embargo, puesto que los equipos por soportar son dignos de consideración, se antoja articular en la dirección $y$, y empotrar en $x$, excepto las columnas de viento que serían totalmente articuladas.

*e) Tipos y conexiones de las juntas (ver inciso 2.2.5)*

- Dirección $x$.
  - Ejes laterales: puesto que hemos partido de que la estructura va a contraventearse, todas las conexiones serán de construcción tipo 2.
  - Ejes interiores: las conexiones para apoyos empotrados deben ser construcción tipo 1, ya que aún estos marcos interiores serán capacitados para resistir cargas horizontales (principalmente de los equipos y sismo), y aquellas de apoyos articulados, por ser consistentes, deben a su vez tener conexiones de construcción tipo 2.
- Dirección $y$.
  - A base de marcos rígidos, con conexión de construcción tipo 1.
  - Columnas de viento: para no alterar la continuidad del marco, estas conexiones deben ser flexibles (construcción tipo 2).

*f) Tipos de ubicación de los contravientos* (ver inciso 2.2.6)

- Puesto que no existen limitaciones de equipo, tuberías, etc., se dispondrán los contravientos en cruz (X).



- Puesto que la modulación requerida es a base de entre-ejes de 6.00 metros, y que nuestra estructura es del tipo semimediana con grúa la localización de contravientos será una separación de contravientos igual a $4L$; $S = 4 \times 6 = 24$, lo cual nos permite colocar una franja en cada extremo y una intermedia, colocada de modo que no interfiera con el acceso sur de la materia prima (2.1.1).

*g) Utilización de muros de cortante* (ver inciso 2.2.7)

- Debido a que la estructuración y trabajabilidad ya está definida, los muros exteriores serán aislados (aunque apoyados) de la estructura y los interiores solamente serán divisorios.

*h) Estructuración de la cubierta*

- Se colocarán en las mismas franjas y disposiciones de los contravientos.
- El elemento principal de soporte será una trabe a dos aguas soportada lateralmente a cada 4.50 m por puntales (vigas); lo anterior se debe a que el claro no justifica una armadura; para pendientes mínimas ver inciso 2.1.1. "cubiertas".

*i) Estructuración miscelánea*

- Para apoyos, disposición de vigas, cargas, etc., ver planos del proveedor de los equipos por apoyar.

*j) Arreglo estructural definido*

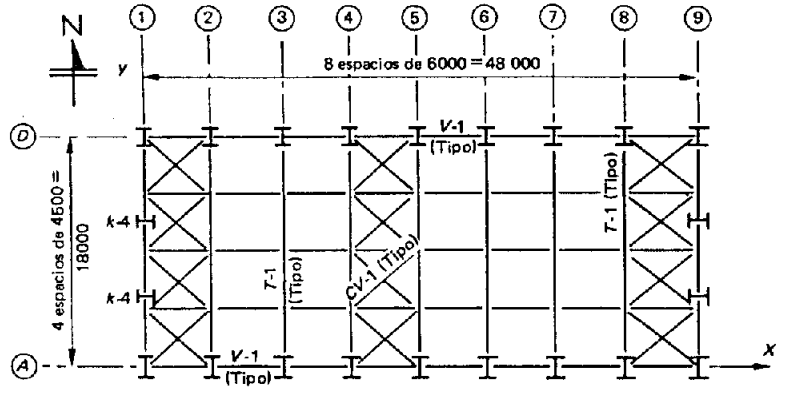
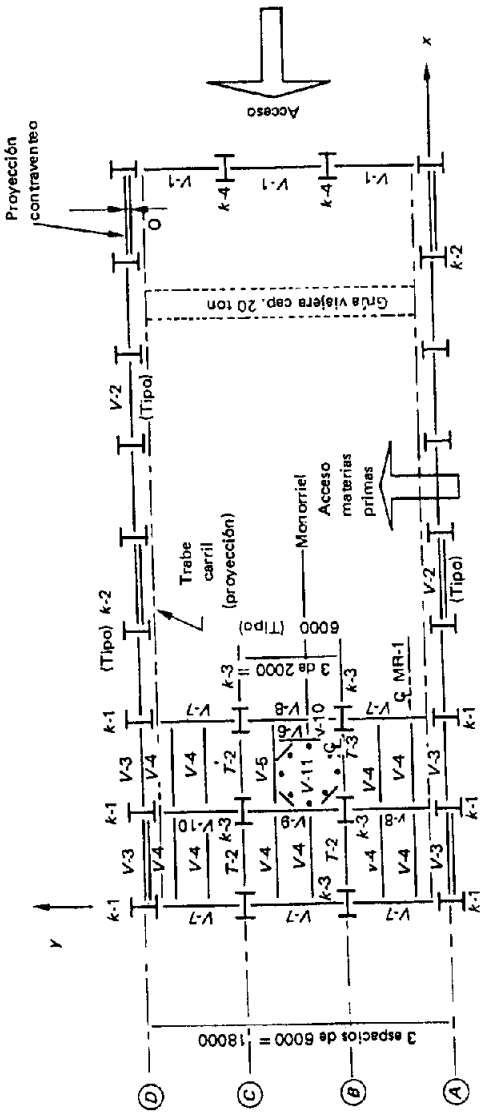



**Figura 2.2.10.*a*** Planta de cubierta.




Planta mezzanine NPT 6.000.

**Figura 2.2.10.*b*.**



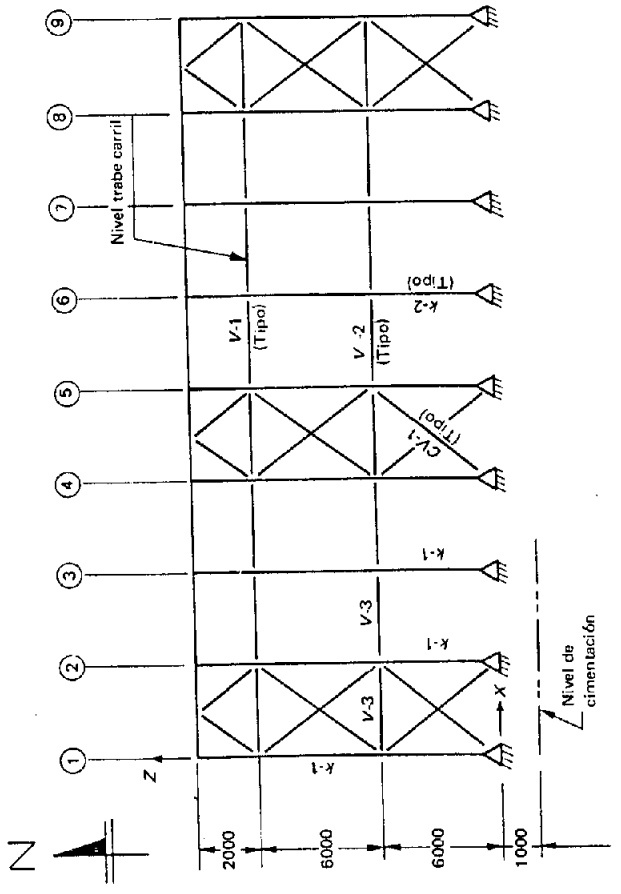



**Figura 2.2.10.*c*** Marco ejes A y D

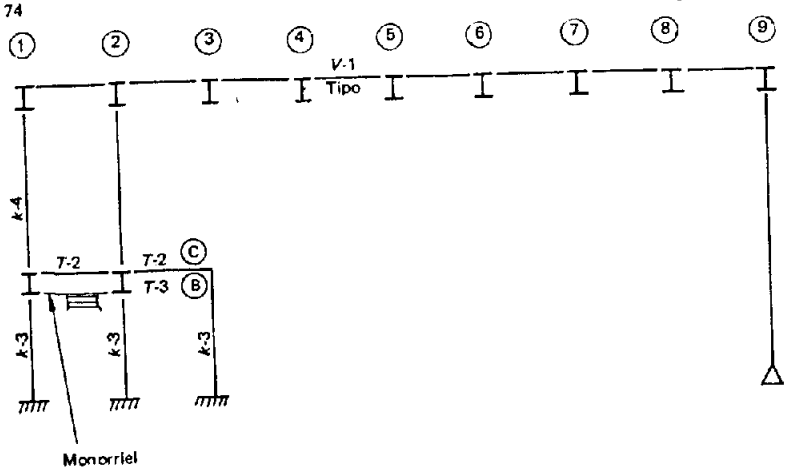



**Figura 2.2.10.*d*** Marco eje Ⓑ y Ⓒ .

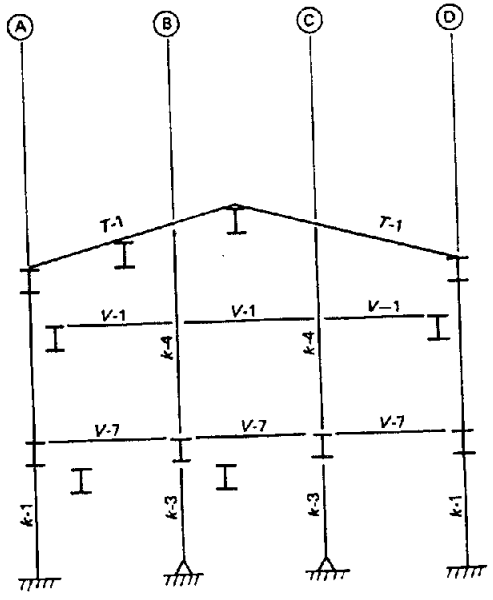



**Figura 2.2.10.*e*** Marco eje ① .



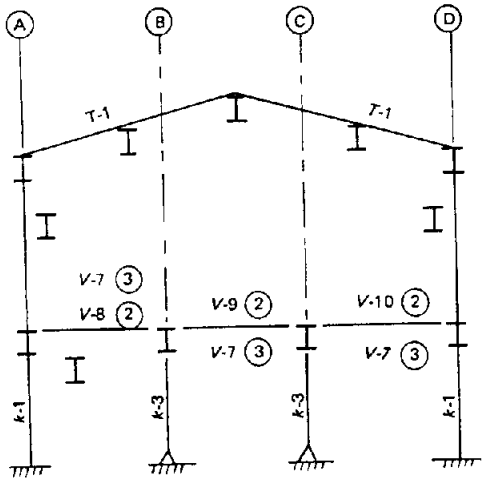



**Figura 2.2.10.*f*** Marco eje ② y ③ .

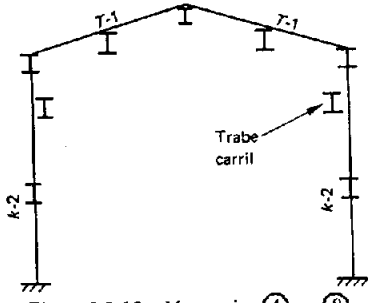



**Figura 2.2.10.*g*** Marco eje ④ - ⑧ .

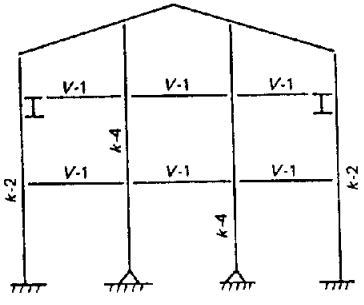
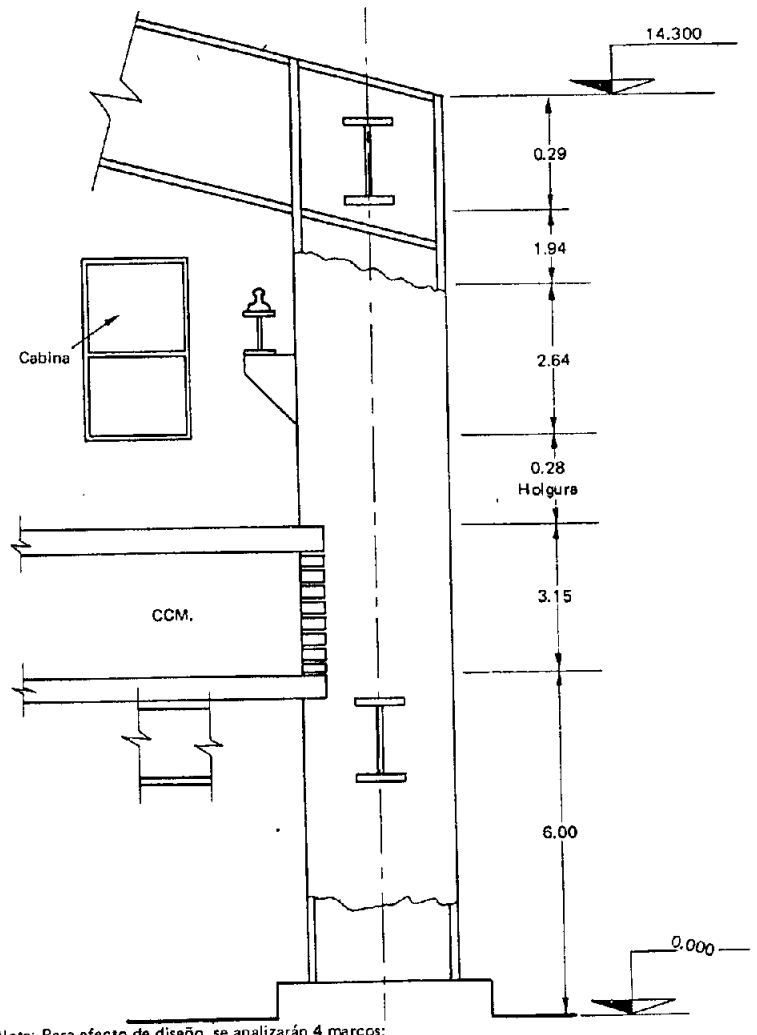



**Figura 2.2.10.*h*** Marco eje ⑨ .

www.elsolucionario.org






Nota: Para efecto de diseño, se analizarán 4 marcos:

**Figura 2.2.10.*i.***

| | *Marcos* | *Análisis* |
|---|---|---|
| Transv. | Marcos (1) al (3) | Computad. |
| Transv. | Marcos (4) al (9) | Computad. |
| Longit. | Marcos (A) y (D) | Manual |
| Longit. | Marcos (B) y (C) | Computad. |



## 2.3 FUENTES DE INFORMACION

Para desarrollar convenientemente el planteamiento y la ejecución del análisis, diseño y dibujo del proyecto civil, el ingeniero deberá contar con las siguientes fuentes de información:

- Información de proyecto (2.3.1).
- Información técnica de biblioteca (2.3.2).
- Información técnica de catálogo (2.3. 3).
- Información técnica de disciplina (2.3.4).

### 2.3.1 Información de proyecto

Para diseñar el edificio, el ingeniero estructurista deberá de estudiar la información que le ha sido entregada (inciso 2.1.1 "requerimientos mínimos de diseño") y hacer los siguientes cuestionamientos:

- Planos de arreglo general.
  - ¿Está orientado, y bien localizado?
  - ¿Aparecen los edificios, instalaciones, equipos y estructuras colindantes para evitar interferencias?
- Planos de arreglo de equipo.
  - ¿El edificio contiene dimensiones, niveles y accesos posibles?
  - ¿Aparecen todos los equipos, su localización y niveles?
  - ¿Qué capacidad tienen las grúas y monorrieles?
- Planos arquitectónicos.
  - ¿Están definidos todos los sistemas de ventilación y accesos?
  - ¿Los materiales para muros y acabados están especificados?
- Planos del fabricante de equipos.
  - ¿El equipo es considerable, pero cabe en el edificio, no presenta interferencias con otros equipos, ni problemas de mantenimiento o montaje?
  - ¿Está definido su anclaje y soporte en las vigas-soporte?
  - ¿Las cargas de equipo vacío, prueba y operación están definidas?
  - ¿Inclusive las cargas dinámicas, frecuencia, velocidad angular, coeficiente sísmico recomendado, etc., se han especificado?
  - ¿Los dibujos son certificados?

- Estudios de mecánica de suelos.

  – ¿Se especifica la capacidad de carga del suelo a diferentes profundidades?
  – ¿Se determina el ángulo de fricción, de reposo y el peso volumétrico del material?
  – ¿Para efecto de interacción suelo-estructura, se determinan los módulos de elasticidad, de cortante y rigidez del mismo?
  – ¿Se dan recomendaciones con respecto al tipo de cimentación, capacidades y tipos de pilotes, etc.?
  – ¿El nivel de agua freática es profundo y no existen problemas de flotación?
  – ¿Para prever posibles asentamientos, se recomienda alguna carga adicional en la cimentación?
  – ¿Existen recomendaciones con respecto a los bancos de material, rellenos y compactaciones?

- Estudio de las condiciones generales del sitio (ver inciso 2.2.10).

  – Las condiciones sismológicas.

    1. ¿Aparece la zona y el coeficiente sísmico?

  – Las condiciones pluviométricas.:

    1. ¿Se indican los valores totales, máximas mensuales, en 24 horas, en una hora, y el período de recurrencia?

  – Las condiciones termométricas:

    1. ¿Se anotan las temperaturas máximas, extremas, mínimas, etc., de la región?

  – Las condiciones eólicas.

    1. ¿Se indica la velocidad regional?
    2. ¿Se anota la altura sobre el nivel del mar?
    3. ¿Se indican los factores topográficos, de variación, de tiempo de recurrencia, etc.?

### 2.3.2 Información técnica de biblioteca

Con el objeto de que el lector pueda obtener el soporte técnico de algunas definiciones, constantemente se hará referencia a:



- Manual of Steel Construction; A.I.S.C.
- Design of Welded Structures; Omar Blodgett.
- Structural Design Guide to AISC Specifications for Buildings; Rice y Hoffman.
- Steel Buildings: Analysis and Design; Crawley y Dillon.
- Structural Steel Design; Beedle y otros.
- Steel Structures: Design and Behavior; Salmon y Johnson.
- Standard Handbook for civil Engineers. Merritt.
- Structural engineering Handbook; Gaylord y Gaylord.
- Design of Steel Structures; Gaylord y Gaylord.
- Structural Steel Detailing; A.I.S.C.
- Diseño de estructuras de acero; Bresler-Lin-Scalzi.
- Basic Steel Design; Johnson-Lin-Galambos.
- Manual para Constructores. Fund. Monterrey.
- Manual de Altos Hornos de México; Manual AHMSA.
- Manual de diseño de obras civiles; C.F.E.
- Reglamento de construcciones del D.F.; Depto. del D.F.
- Crane Handbook; Whiting.
- Pórticos y Arcos; V. Leontovich.
- Matrix Structural Analysis; J.L. Meek.
- Statically Indeterminate Structures; CH. K. Wang.
- Computer Aided Structural Design; D. Clarke.

### 2.3.3 Información técnica de catálogo

El calculista deberá contar con información de productos elaborados por diversos proveedores y que utilizará para determinar sus cargas, usos y aplicaciones en la estructura, y que se puedan englobar entre otros, en la tabla 2.3.3*a*.

Adicionalmente el calculista deberá tener a mano lo siguiente:

- Tablas de equivalencia y de factores de conversión.
- Tabla de dimensiones mínimas para atornillar.
- Tabla de soldadura y símbolos más comunes.
- Tabla de tornillos y áreas para diseñar.
- Tabla de resumen e índice de las normas y estándares.
- Tabla de propiedades de tuberías (racks).
- Tabla de diagrama de vigas más usuales (manual AHMSA).
- Tabla de regionalización sísimica (M.O.C. de la CFE).
- Tabla de coeficientes de empuje de viento (M.O.C.CFE).
- Tabla de cargas vivas recomendadas (Reglam. Constr. del D.F.).
- Tabla de pesos volumétricos de materiales (Reglam Constr. del D.F.).
- Tabla de velocidades de viento de la R.M. (manual AHMSA).

- Tabla de temperaturas máximas de la R.M. (manual AHMSA).
- Una traducción al español de las especificaciones del AISC.
- Tabla de radios de giro aproximados según sus dimensiones.
- Tabla de anclas, barrenanclas, taquetes expansivos, etc.

**Tabla 2.3.3.*a*** Lista de proveedores de diversos sistemas estructurales para diseño.

| *Sistema estructural* | *Tipo de producto* | *Proveedor o marca* |
|---|---|---|
| Cubierta | Lámina estructural de asbesto-cem. | Asbestolit |
| | Lámina metálica acanalada | Pintro |
| | Lámina metálica estructural | Romsa |
| | | |
| Pisos y entrepisos | Rejilla de acero electroforjada | Irving |
| | Rejilla de acero electroforjada | Electroforjados nacionales |
| | Rejilla de aluminio | Irving |
| | Rejilla de fibra de vidrio anticorr. | Vitro equipo |
| | Malla electrosoldada tecnomalla | Alta resistencia S.A. |
| | Malla electrosoldada | Electromalla |
| | Losacero | Romsa |
| | Malla electrosoldada | AHMSA |
| | Blocks ligeros (blocreto) | Bloques curados de C. S.A. |
| | Blocks ligeros de concreto | Bloques y celosías |
| | Blocks ligeros de concreto | Vibroblock |
| | | |
| Cercas | Cercas metálicas | Mallacet de México |
| | | |



## 2.4 ANALISIS DE CARGAS*

### 2.4.1 Cargas permanentes

*1. CUBIERTA (PPE)*

| | | |
|---|---|---|
| Lámina ASB-CEM, 6 ondas, 6.5 mm esp., sop @ 1.45 m | = | 14.45 kg/m² |
| Largueros mon-ten GMTI4 = 13 piezas × 6 m × 4.46 kg/m/(6 m × 18 m) | = | 3.22 kg/m² |
| Tensores red 3/8" $\phi$ = 26 piezas × 1.5 m × .559 kg/m/(6 m × 18 m) | = | 0.20 kg/m² |
| Contrav. ⌐ ⌐ — 2 × 1/4" mitad = 4 piezas × 7.5 m × 9.50 kg/m/(6 m × 18 m) | = | 2.64 kg/m² |
| Puntales 203 × 133 IPR 25.3 = 5 piezas × 6.0 m × 25.3 kg/m/(6 m × 18 m) | = | 7.03 kg/m² |
| Trabe 356 × 152 IPC 36.2 = 1 pieza × 18.0 m × 36.2 kg/m/(6 m × 18 m) | W = | 6.03 kg/m² |
| | = | 33.57 kg/m² |

*2 EQUIPO* (ver figura 2.4.1*a*)

Grúa 20-5 (PPE y PEV).

- Información: Whiting Crane Handbook (ver inciso 2.3.2).
- Capacidad total de la grúa — $P$ = 20.00 ton
- Descarga máxima por rueda — $^{(3)}P_1$ = 19.75 ton
- Número de ruedas sobre trabe carril (total 4) — $n$ = 2
- Separación máxima entre ruedas — $S$ = 2.90 m
- Peso del trolley (no. total de ruedas = 4) — $^{(3)}P_2$ = 7.35 ton
- Peso de la grúa — $^{(3)}P_3$ = 27.15 ton
- Tipo de grúa caja
- Tipo de riel (b = d = 0.108, peso = 29.76 kg/m) 60# ASCE

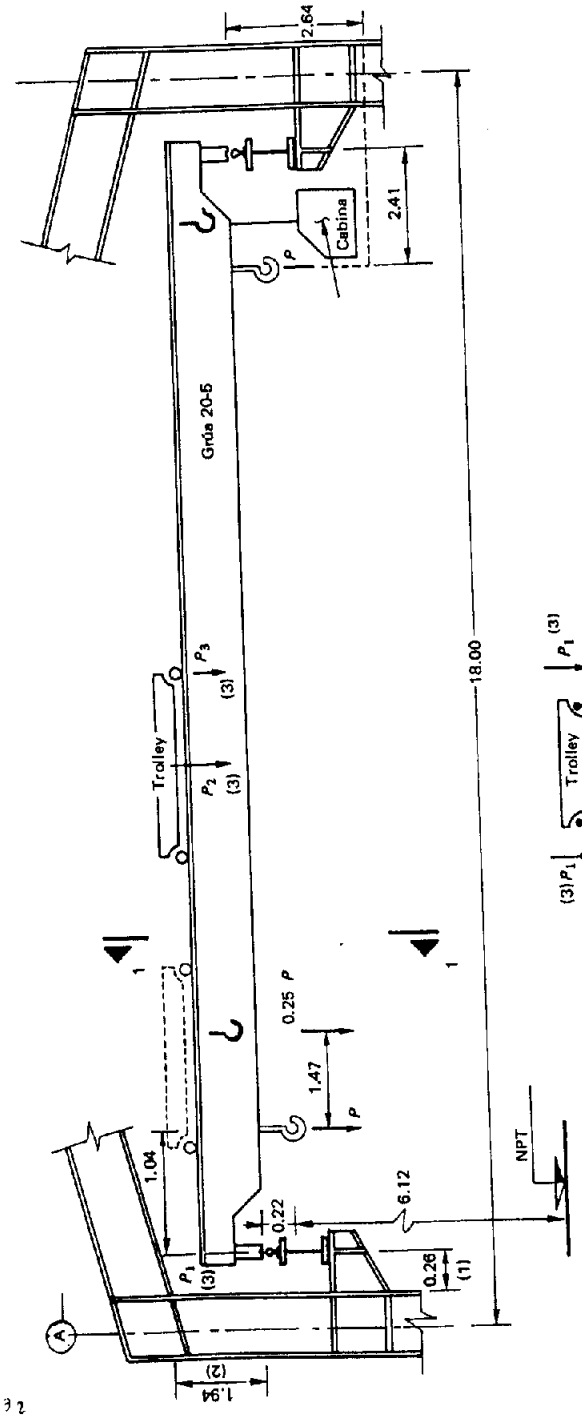
*Cubierta cuarto de control*

| | | |
|---|---|---|
| Losa 2 400 kg/m³ | × 0.10 | = 240.00 kg/m² |
| Trabes secund. 4 Pzas | × 2400 × 0.15 × 0.20 × 6/36 | = 48.00 kg/m² |
| Trabe central 1 Pza | × 2400 × 0.20 × 0.30 × 6/36 | = 24.00 kg/m² |
| | (PPE) | = 312.00 kg/m² |

*El orden de análisis de cargas es arbitrario y en forma descendente a partir de la cubierta.

[1] Se incluye 2" de holgura.
[2] Se incluye 3" de holgura.
[3] Los valores tabulados en el witing se dividieron por 2000.

www.elsolucionario.org



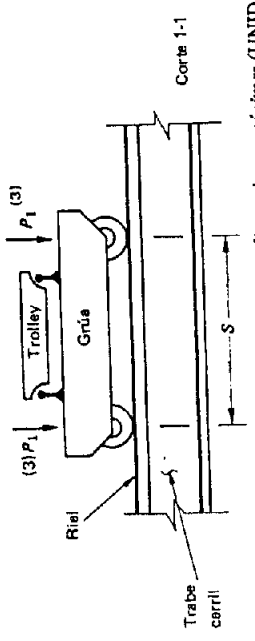




**Figura 2.4.1.*a*:** *Selección de grúa de 20 ton; cargas y dimensiones mínimas* (UNID = TON y metros).





*Muros cuarto de control*

Bloques 1800 kg/m³ X 0.15 m X 2.60 m h X (2 X 12 + 2 X 6 m) = 25272.00 kg (PPE).

*Equipo*

Tableros de control en CCM.

- Información.
  - Planos del proveedor eléctrico.
  - Planos del proveedor instrumentista.

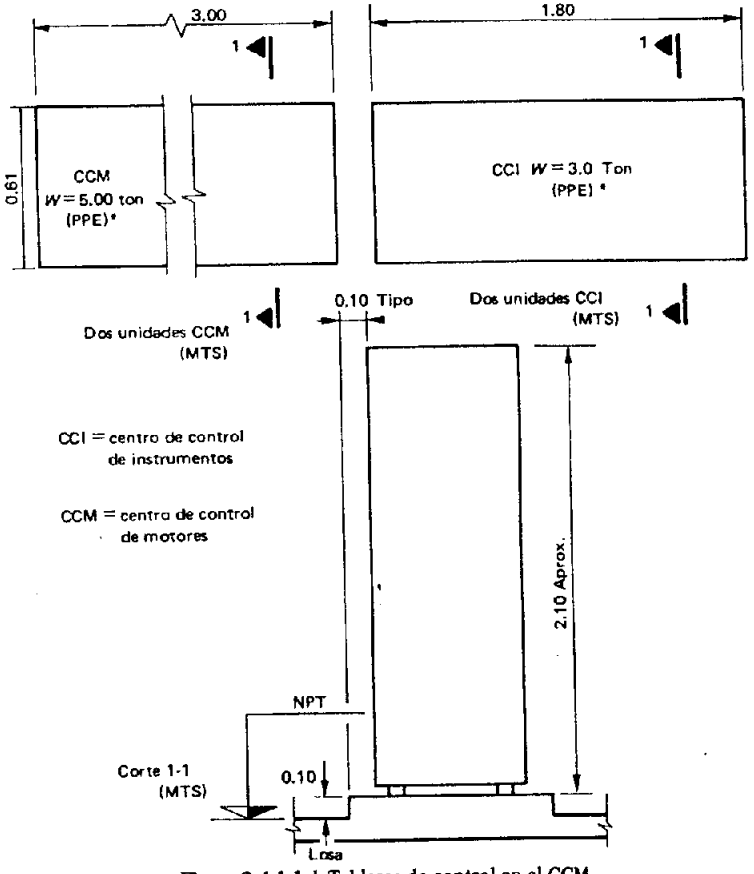



**Figura 2.4.1.1.*b*** Tableros de control en el CCM.

*Entrepiso*

Mezzanine

- Información.
  - Planos arquitéctonicos.

| | | | |
|---|---|---|---|
| Losa | 2400 kg/m³ X 0.15 m | = | 360.00 kg/m² |
| Acabado | 2000 kg/m³ X 0.015 m | = | 30.00 kg/m² |
| Vigas | 4 piezas X 40 kg/m X 6 m/(6 m X 6 m) | = | 26.67 kg/m² |
| Trabe | X 60 kg/m X 6 m/6 m X 6 m) | = | 10.00 kg/m² |
| | (PPE) | | 426.67 kg/m² |

Peso de tuberías, ductos eléctricos, etc. = 40.00 kg/m² (PEV)

*Nota Importante:* Todos los equipos de 5 toneladas y mayores, que tendrán una posición de operación fija, no serán considerados para efectos de cargas adicionales horizontales por torsión; lo anterior obedece a que en las primeras etapas del cálculo, no se conocen sus cargas, dimensiones y ubicación.

*Equipo*

Centrífuga

- Información.
  - Planos de proveedor del equipo.

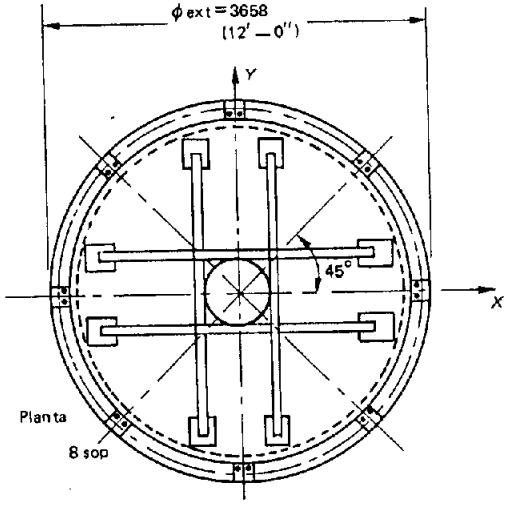
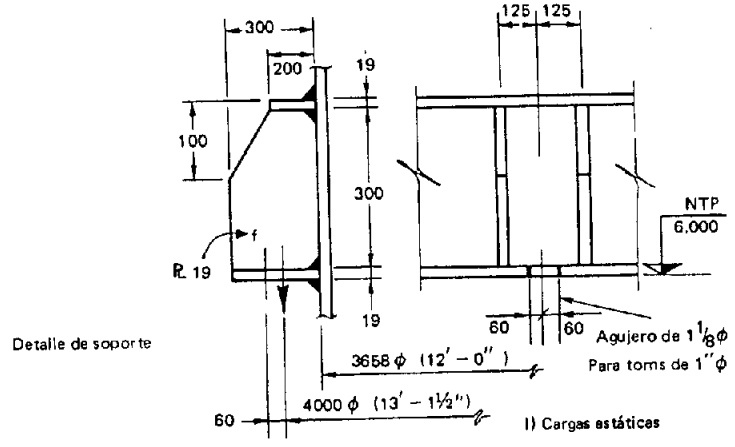
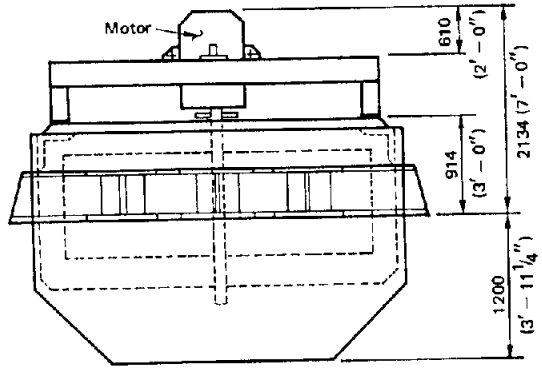



**Figura 2.4.1.1.*c***




I) Cargas estáticas

Fza. Tang. $F$ = 1.50 tons.
Peso vacío — 8.80 tons.
Peso prueba — 35.12 tons.
Peso Operac. — 32.60 tons.




ELEVACION

II) Cargas dinámicas

Vel. Ang. $\omega$ 1500 RPM.
Potencia $W$ 3000 kw
Peso rotor 5.0 ton.
Ampl. vier. $A_0$ 0.075 mm
Ampl. $A$ 0.042 mm
Frecuencia $f$ 5.00 cps
Fza. Ton $F_0$ 0.43 ton.
Fza vibr. $F_a$ 0.97 ton.
Excentric. $\gamma_0$ 0.085 mm

[1] Debido a que el análisis dinámico de la estructura no está dentro del alcance de este libro, se procederá con las C. estáticas, equivalentes.

[2] Todos los datos mostrados son estimativos, para efecto de análisis y detalles de anclaje.

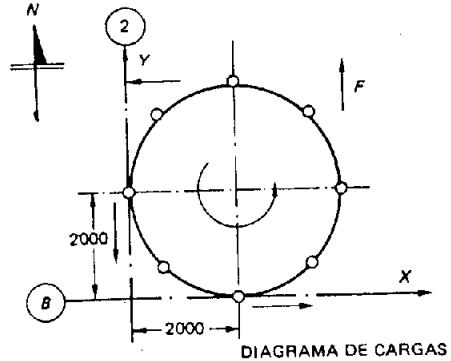



DIAGRAMA DE CARGAS

**Figura 2.4.1.1.*c*** (Continuación.)

*3 EQUIPO*

*Monorriel*

- Información.

Plano de proveedor del equipo.

$P$ = 5 toneladas

*Nota.* Esta carga sólo será considerada localmente, ya que la grúa es lo que influirá en el diseño y es remoto que actúen simultáneamente.

### 2.4.2 Cargas variables

*1. CUBIERTA (CVP)*

Carga viva $W = 60.00$ kg/m$^2$
Carga viva red. $W = 20.00$ kg/m$^2$

*2. EQUIPO*

Grúa 20-5.

- Peso de equipo en prueba y operación.
  - Se considerará la grúa actuando a su máxima capacidad sobre el eje Ⓐ del edificio, de manera que se consideran $P$ y $P_1$ y las cargas por frenaje e impacto. (POP y PEO).

*3. CUBIERTA CUARTO DE CONTROL (CVP).*

Carga viva $W$ = 100.00 kg/m$^2$
Carga red. $W$ = 70.00 kg/m$^2$

*4. MUROS CUARTO DE CONTROL*

No se considera carga viva.

*5. ENTREPISO (CVP)*

Carga viva $W$ = 500.00 kg/m$^2$
Carga viva red. $W$ = 300.00 kg/m$^2$



*6. CENTRIFUGA*

- Peso equipo a prueba (PEP)

$P$ = peso, equipo, prueba − peso vacío = 35.12 − 8.80 = 26.32 ton

- Peso equipo en operación (PEO).

$P$ = peso equipo operación − peso vacío = 32.60 − 8.80 = 23.80 ton

### 2.4.3 Cargas accidentales

*1. SISMO (S)*

$C$ = 0.20, F.D = 4; $Cs = \frac{C}{\text{F.D}} = \frac{0.20}{4} = 0.05$

F.D = factor de ductilidad.

*Sismo marcos ejes* ①, ②, *ó* ③

| | | |
|---|---|---|
| Cubierta | C.M. C.V. red<br>$(0.03 + 0.02)T/m^2 \times 6\text{ m} \times 18\text{ m}$ | = 5.40 ton |
| Grúa | $P_2 + P_3 = 7.35 + 27.15$ (sólo grúa y trolley) | = 34.50 ton |
| Cubierta CCM | $(0.31 + 0.07)T/m^2 \times 6\text{ m} \times 6\text{ m}$<br>C.M. C.V. red | = 11.23 ton |
| Muros CCM | | = 25.27 ton |
| Equipo CCM | $2 \times 5.00 + 2 \times 3.0$<br>C.M. TUBS C.V. red. | = 16.00 ton |
| Mezzanine | $(0.43 + 0.04 + 0.3)T/m^2 \times 6 \times 18$ | = 83.16 ton |
| Centrífuga | Peso equipo en operación | = 32.60 ton |

$Vt_s = W_t C_s = 208.16 \times 0.05 = 10.41$ ton $\quad W_t = 208.16$ ton

*Nota importante.* Adicionalmente a las cargas anteriores, se considerará una carga horizontal adicional por causa de la excentricidad de los cc (cuarto de control) y centrífuga; lo anterior será aplicado a todos los marcos, en el tipo de carga correspondiente.

*Sismo marcos ejes* ④ *al* ⑨.

| | |
|---|---|
| Cubierta $(0.03 + 0.02)\,6 \times 18$ | = 5.40 ton |
| Grúa $P_2 + P_3 = 27.15 + 7.35$ (sólo grúa y trolley) | = 34.50 ton |
| | 39.90 ton |

www.elsolucionario.org



*Sismo marcos ejes Ⓐ y Ⓓ*

| | | |
|---|---|---|
| Cubierta | (0.03 + 0.02) 18 × 48 | = 43.20 ton |
| Grúa | (sólo grúa y trolley) $P_2 + P_3 = 27.15 + 7.35$ | = 34.50 ton |
| Cub. CCM | (0.31 + 0.07) × 6 × 12 | = 27.36 ton |
| Muros CCM | | = 25.27 ton |
| Equipo CCM | 2 × 5.00 CCM y 2 × 3.00 CCI | = 16.00 ton |
| Mezzanine | (0.43 + 0.04 + 0.3) × 12 × 15 | = 166.32 ton |
| Centrífuga | peso equipo en operación | = 32.60 ton |
| | | 345.25 ton |

*Sismo marcos ejes Ⓑ y Ⓒ*

Puesto que la carga sísmica horizontal, fue considerada como resistida por los marcos longitudinales Ⓐ y Ⓓ, debido al sistema de entrepiso, el área tributaria será exclusivamente a nivel de mezzanine de 12 × 12 más las cargas torsionantes.

| | | |
|---|---|---|
| Cubierta CCM | (0.31 + 0.07) 3 × 12 (sólo la mitad) | = 13.68 ton |
| Muros CCM | sólo la mitad 0.5 × 25.27 | = 12.63 ton |
| Equipo CCM | sólo la mitad 0.5 × 16.00 | = 8.00 ton |
| Mezzanine | (0.43 + 0.04 + 0.3) 12 × 12 | = 110.88 ton |
| Centrífugas | peso equipo en operación | = 32.60 ton |
| | | 177.79 ton |

*Cálculo del centro de cargas (nivel mezzanine)*

$$32.60 \times \bar{8} + (.43 + .04 \times .3) \times 12 \times 18 \times \bar{6} + (.31 + 0.07) \times 6 \times 12 \times \bar{6}$$

$$\bar{X} = \frac{+ 25.27 \text{ (muros CCM)} \times - \bar{6}}{32.60 + (.43 + .04 + .3)\, 12 \times 18 + (.31 + .07)\, 6 \times 12 + 25.27} = 6.26 \text{ m}$$

$$\bar{Y} = \frac{32.60 \times \bar{8} + 166.32 \times \bar{9} + 27.36 \times \bar{15} + 25.27 \times \bar{15}}{251.55} = 10.13 \text{ m}$$

Cargas sobre Ⓐ a Ⓓ $H_T = (10.13 - 9)\, 251.55/(18) \times .5 = 7.90$ ton
Ⓘ a Ⓘ $H_T = (6.26 - 6)\, 251.55/12 = 5.45$ ton



2 *VIENTO* (ver sección 1.3 del Manual de Obras Civiles de CFE).

*Velocidad básica (V)*

- Datos.

| | | | |
|---|---|---|---|
| *a*) Velocidad regional | $V_0$ | = 80.00 | km/hr |
| *b*) Altura sobre el nivel del mar | $h$ | = 1.84 | km |
| *c*) Factor de topografía (estructura, tipo 1) | $k_1$ | = 1.00 | |
| *d*) Factor de tiempo de recurrencia (grupo B) | $k_2$ | = 1.00 | |
| *e*) Exponente en la ley de variación con la altura | $\alpha$ | = 0.085 | |

$$V = k_1 k_2 V_0 = 1.00 \times 1.00 \times 80.00 = 80.00 \text{ km/hr}$$

*Velocidad de diseño a una altura Z sobre el terreno ($V_z$)*

$$V_z = V \left[ \frac{Z}{Z_0} \right]^{\alpha} = 80.00 \left( \frac{14.00}{10.00} \right)^{0.085} = 82.32 \text{ km/hr}$$

*Presiones y succiones (P)*

G = Factor de red. de densidad de la atmósfera, a la altura h, en km, sobre el nivel del mar.

$$G = \frac{8 + h}{8 + 2h} = \frac{8 + 1.84}{8 + 2 \times 1.84} = 0.84$$

$P = 0.0048\, GCV_z^2 = 0.0048 \times 0.84\, C \times 82.32 = 27.32\, C$
P = Presión o succión debida al viento (kg/m²) = 27.32 C
C = Coeficiente de empuje (+ = compresión; − = succión).

*Coeficiente de empuje*

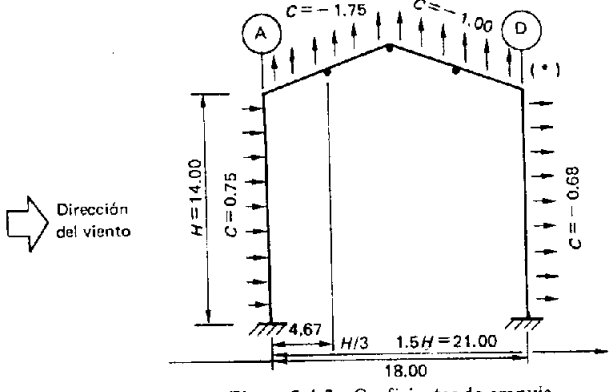



**Figura 2.4.3.*a*** Coeficientes de empuje.

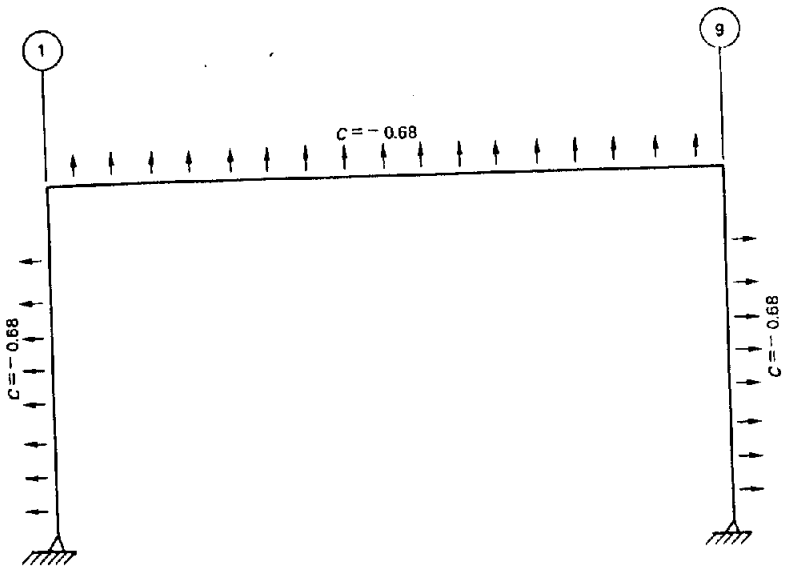



**Figura 2.4.3.*b*** Coeficientes de empuje.

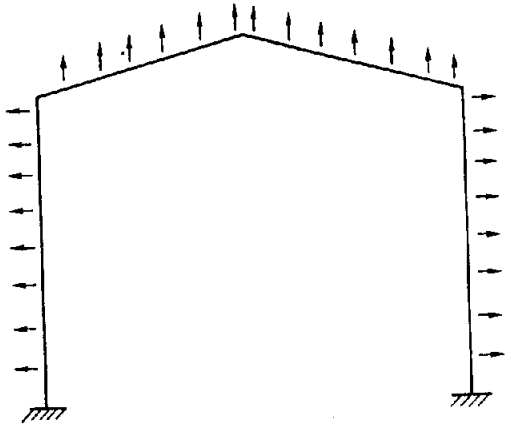


**Figura 2.4.3.*c*** Coeficientes de empuje.



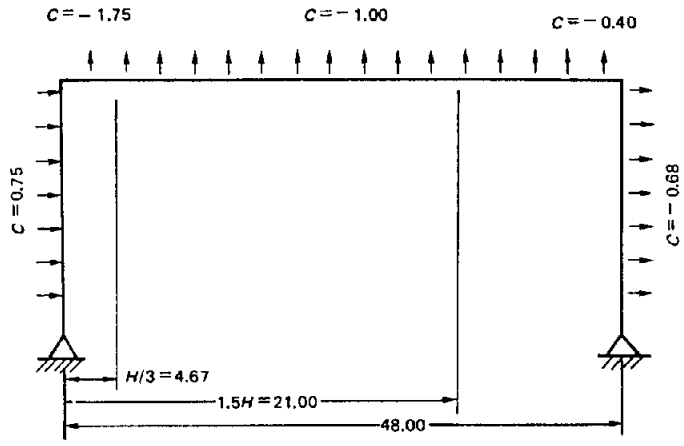



**Figura 2.4.3.*d*** Coeficientes de empuje.

## 2.5 CARGAS EN LOS MARCOS

### 2.51 Marco ejes ① al ③

Se analiza específicamente el marco eje 2.

*1. Acciones permanentes*

- PPE = Peso propio de la estructura.

– Cubierta
$W = 0.03\ T/m^2 \times 6m$ = 0.18 T/m
– Grúa
$W$ = se considera en equipo = 0.00 T/m
– Mezzanine
Sección Ⓐ – Ⓑ
$W = 2Wa/3 = 2 \times 0.43 \times 2/3$ = 0.58 T/m
$P_1 = P_2 = 2WaL/2 = 2 \times .43 \times 2 \times 6/2$ = 5.16 ton
Sección Ⓑ – Ⓒ
$W_1 = Wa/3 = 0.43 \times 2/3$ (zona centrífuga) = 0.29 T/m
$w_2 = 2Wa/3 = 2 \times 0.43 \times 2/3$ = 0.58 T/m
$P_3 = WaL/2 = 0.43 \times 2 \times 6/2$ = 2.58 ton

$$P_4 = 1.5\,WaL/2 + \frac{Wal}{2}\,\frac{a}{L} = 1.5 \times 2.58 + \frac{43 \times Z \times 4 \times 2}{2 \times 6} = 4.44 \text{ ton}$$

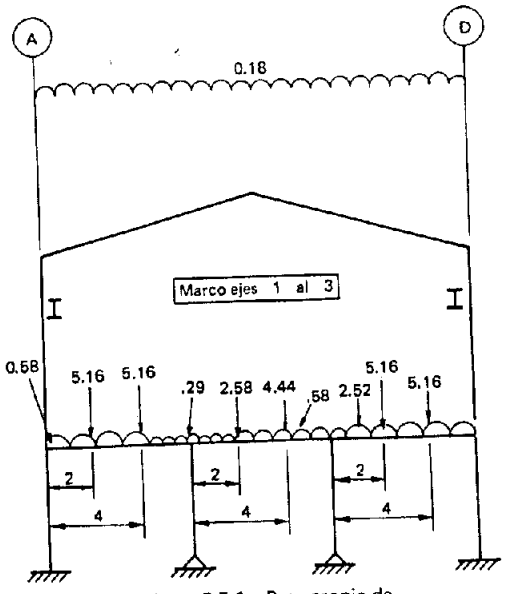



**Figura 2.5.1.*a*** Peso propio de la estructura (PPE).

Sección Ⓒ – Ⓓ

$W_3$ = cubierta cc + muro interm + piso mezzanine

$$W_3 = \frac{2\,W_1 L}{3} + P/(\text{PERMM}) + \frac{2\,W_2 a}{3}$$

$$W_3 = 2 \times .31 \times 6/3 + 25.27/(36) + \frac{2X.43 \times 2}{3} = 2.52\text{T/m}$$

$$P_5 = P_6 = 2\,WaL/2 = 2 \times .43 \times 2 \times 6/2 = 5.16 \text{ ton}$$

- PEV = Peso de equipo vacío y tuberías.

  – Cubierta (no existe tubería o equipo) = 0.00
  – Grúa (grúa y trolley al centro)
  $P_1 = (27.15 + 7.35)/2 = 17.25$ ton
  – Mezzanine

Sección Ⓐ – Ⓑ

$W_1 = WL = 0.04 \times 6 = 0.24$ T/m



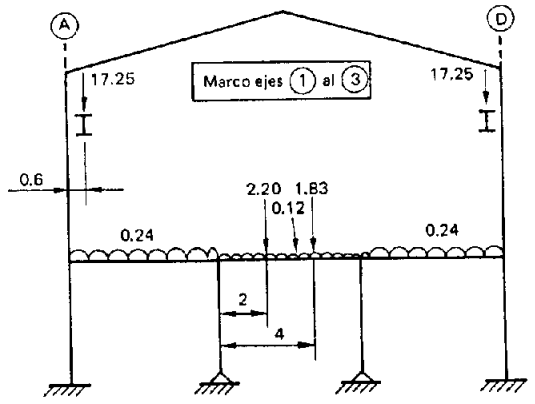



**Figura 2.5.1.*b*** Peso de equipo vacío y tuberías (PEV).

Sección B – C zona centrífuga

$W_2 = WL/2 = 0.04 \times 6/2 = 0.12$ T/m
$P_1 = 8.80/4 = 2.20$ Ton
$P_2 = (2.2 \times 4/6 + 1.1 \times 2/6) = 1.83$ Ton

Sección C – D

$W_3 = WL = 0.04 \times 6 = 0.24$ T/m

## 2. *ACCIONES VARIABLES*

- CVP = carga viva pisos (operación y mantenimiento).

  – Cubierta
  $W = 0.06$ T/m² × 6 m = 0.36 T/m
  – Grúa
  $W =$ se considera en equipo
  – Mezzanine

A – B

$W = 2 \times 0.5 \times 2/3 = 0.67$ T/m
$P_1 = P_2 = 2 \times 0.5 \times 2 \times 6/2 = 6.00$ ton

www.elsolucionario.org



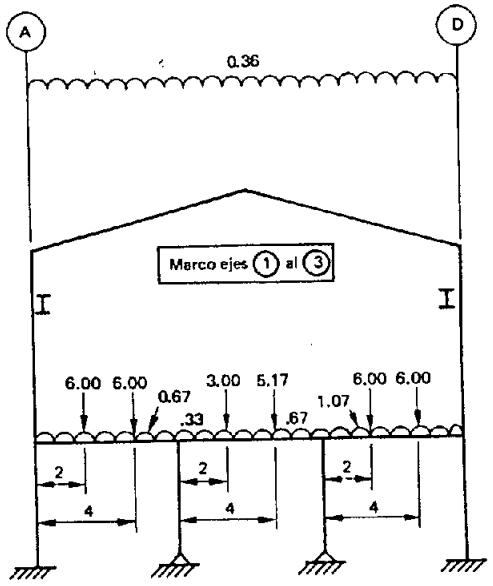



**Figura 2.5.1.***c* Cargas vivas en pisos de op. y mant. (CVP).

Ⓑ – Ⓒ

$W_1 = 0.5 \times 2/3$ (zona centrífuga) $= 0.33$ T/m
$W_2 = 2 \times 0.5 \times 2/3 = 0.67$ T/m
$P_3 = 0.5 \times 2 \times 6/2 = 3.00$ ton

$$P_4 = 1.5 \times (0.5 \times 6) + \frac{.5 \times 2 \times 4 \times 2}{2 \times 6} = 5.17 \text{ ton}$$

Ⓒ – Ⓓ Cub. CC + piso mezzanine

$W_3 = 2 \times 0.1 \times 6/3 + 2 \times 0.5 \times 2/3 = 1.07$ T/m
$P_5 = P_6 = 2 \times 0.5 \times 6 = 6.00$ ton

- PSL = presión de sólidos y líquidos (no se considera).
- PEP = peso de equipo y tubería en pruebas.

– Cubierta (no existe tubería o equipo) = 0.00
– Grúa (considerando caso más desfavorable y grúa cargada en extremo Ⓐ )



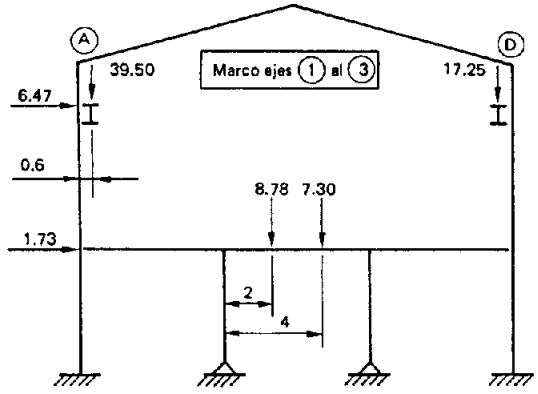



**Figura 2.5.1.***d* Peso de equipo y tuberías en prueba (PEP).

$P_1 = 2 \times 19.75$ (no incluye impacto) $= 39.50$ ton
$P_2 = (7.35 + 27.15)/2$ grúa y trolley $= 17.25$ ton
$F_1 = 0.20\ (25 + 7.35) = 6.47$ ton

– Mezzanine (centrífuga)

$P_3 = 35.12/4$ (4 sop. por facilidad) $= 8.78$ ton
$P_4 = (8.78 \times 4/6 + 4.34 \times 2/6) = 7.30$ ton
$F_4$ = fuerza de vibración + exc. centrífuga.
$= 0.97 + (6.26–6)\ 35.12/12 = 1.73$ ton

*Nota importante:* Es muy remoto que: *a*) la grúa y la centrífuga se prueben u operen simultáneamente. *b*) Estén construidos los cuartos de control. *c*) Sea aplicable toda la carga viva en el momento de la prueba u operación.
Por tanto, los factores pueden ser:

- Prueba marcos Ⓘ al Ⓒ (PPE + CVP + PEP) × 1.10 × 0.75
- Prueba marcos Ⓓ al Ⓘ (PPE + CVP + PEP) × 1.10

- PEO = peso de equipo y tuberías en operación.

– Cubierta (no existe tubería o equipo) = 0.00
– Grúa (en extremo Ⓐ , caso desfavorable).

$P_1 = 2 \times 19.75 \times 1.25$ (incluye impacto) $= 49.38$ ton
$P_2 = (7.35 + 27.15)/2$ grúa y trolley $= 17.25$ ton
$F_1 = 0.20\ (7.35 + 25 \times 1.25) = 7.72$ ton

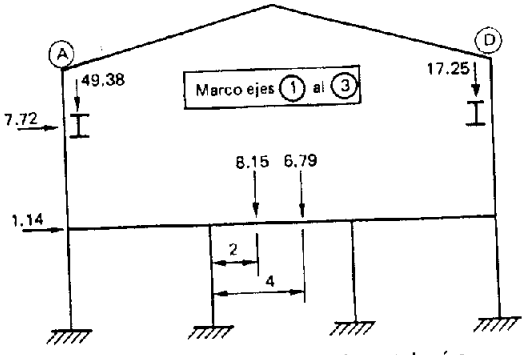



**Figura 2.5.1.*e*** Peso de equipo y tuberías en operac. (PEO).

– Mezzanine (centrífuga)

$P_3$ = 32.6/4 (4 soportes exclusivam.) = 8.15 ton
$P_4$ = 8.15 X 4/6 + 4.08 X 2/6 = 6.79 ton
$F_4$ = fuerza tang + excentricidad = 0.43 + (6.26–6) 32.6/12 = 1.14 ton

## 3. *ACCIONES ACCIDENTALES*

- S = sismo (ver "solicitaciones" del MOC–CFE).

**Tabla 2.5.1.*f*** Tabla de cargas sísmicas en marcos ejes 1 al 3

| *Nivel* | *W ton* | *h m* | *Wh ton-M* | *Carga sísmica total (ton)* | *Carga adicional sísmica por excentric. (ton)* |
|---|---|---|---|---|---|
| Cubierta | 5.40 | 15.00 | 81.00 | 0.99 | |
| Grúa | 34.50 | 13.00 | 448.50 | 2.60 | |
| Mezzanine | 168.26 | 7.00 | 1177.82 | 6.82 | + 0.27 |
| | 208.16 | | 1707.32 | 10.41 | |

$$F_i = C_s W_T \left[0.05 + 0.95 \frac{W_i h_i}{\Sigma Wh}\right] \text{último nivel} \qquad C_s = 0.05,\ W_T = 208.16,\ V_T = 10.41\ T$$

$$F_i = C_s W_T \left[0.95 \frac{W_i h_i}{\Sigma Wh}\right] \rightarrow \text{Niv. inter.}$$

$Fad$ = .05 X 5.45 = 0.27 ton



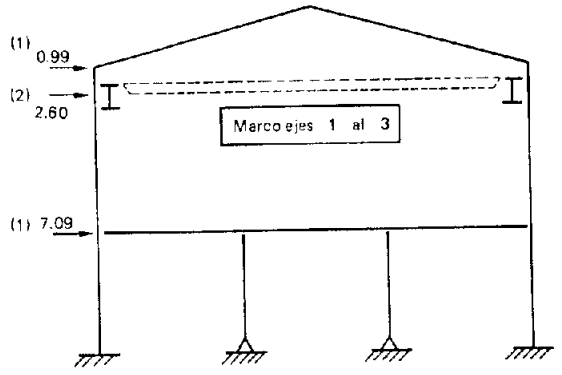



**Figura 2.5.1.*g*** Carga sísmica (S).

## 4. *V = VIENTO, W = PL = 27.32 CL* (ver "solicitaciones" MOC de CFE).

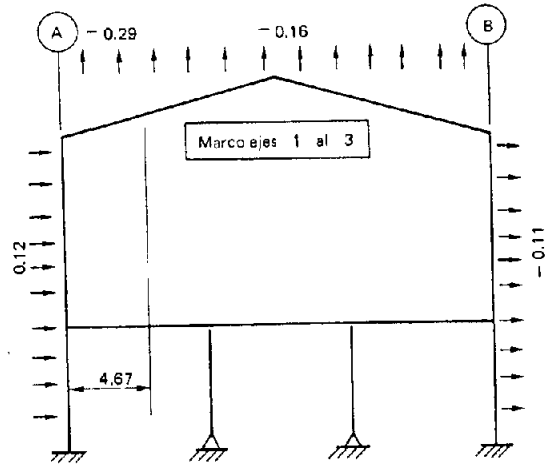



**Figura 2.5.1.*h*** Carga de viento.

*NOTAS*: [1]Todas las cargas laterales sísmicas, son función de las cargas gravitacionales (según la II Ley de Newton $F=ma$) y por lo tanto, es recomendable aplicar las mismas en varios nudos según el área tributaria correspondiente que las originó y no concentrarlas en uno solo.

[2]Lo anterior no se recomienda aplicar en nudos de apoyos para trabes carril, pues se considera que la transmisión de esa fuerza lateral a través de la grúa no es muy adecuada, y de esta forma se solicita a la columna a su máxima capacidad, quedando del lado de la seguridad, sin considerar que la grúa da soporte lateral a la columna en ese punto.

- Barlovento.

  – Columna (compresión)

  $W_1 = 27.32 \times (0.75)\ 6.00\ m = 0.12\ T/m$

  – Cubierta (succión) L = 4.67 M

  $W_2 = 27.32 \times (-1.75)\ 6.00\ m = -0.29\ T/m$

- Zona central

  – Cubierta (succión) L = 13.33 m

  $W_3 = 27.32 \times (-1.00)\ 6.00\ m = -0.16\ T/m$

- Sotavento

  – Columna (succión)

  $W_4 = 27.32 \times (-0.68)\ 6.00\ m = -0.11\ T/m$

### 2.5.2 Marco ejes ④ al ⑨

Se analiza específicamente el marco eje 5

*1. ACCIONES PERMANENTES*

- PPE = peso propio de la estructura.

  – Cubierta $W = 0.03 \times 6\ m = 0.18\ T/m$

- PEV = peso de equipo vacío y tuberías.

  – Grúa y trolley al centro $P_1 = (27.15 + 7.35)/2 = 17.25$ ton

*2. ACCIONES VARIABLES*

- CVP = cargas vivas en pisos (operación y mantenimiento).

  – Cubierta $W = 0.06\ T/m^2 \times 6\ m = 0.36\ T/m$

- PSL = presión de sólidos y líquidos (no se considera).
- PEP = peso de equipo y tuberías en pruebas.



  – Grúa (caso desfavorable = grúa cargada en Ⓐ).

  * $P_1 = 1.25\ (2 \times 19.75) = 49.38$ ton
    $P_2 = (7.35 + 27.15)/2$ grúa y trolley = 17.25 ton
  * $F_1 = 0.20\ (1.25 \times 25 + 7.35)$ capacidad + trolley = 7.72 ton

- PEO = peso de equipo y tuberías en operación.

  – Idem de las cargas PEP, inciso 2)

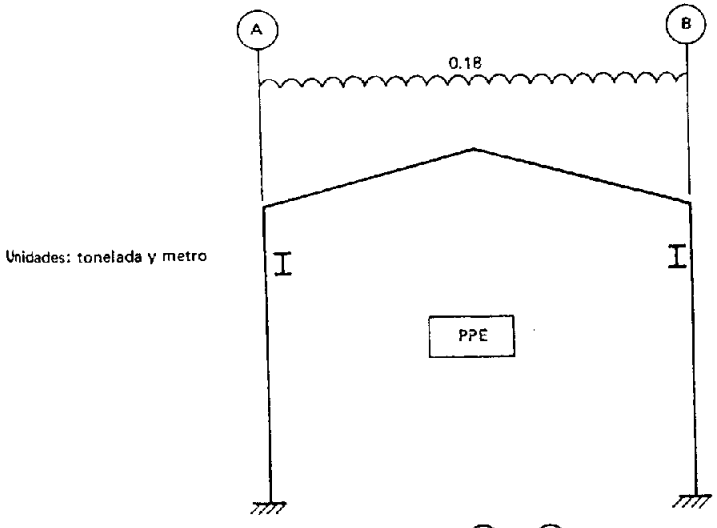
*3. ACCIONES ACCIDENTALES*

- $S$ = sismo (carga por marco $Cs = 0.05$).

  – Cubierta $F_1 = 0.05 \times 39.90\ [0.05 + .95\ \frac{5.4 \times 15.00}{529.50}] = 0.39$ ton

  – Grúa $F_2 = 0.05 \times 39.90\ [0.95 \times \frac{34.5 \times 13}{529.50}] = 1.61$ ton

  $V$ = viento ídem que el inciso 4)




Unidades: tonelada y metro

Figura 2.5.2.*a* Cargas sobre los marcos ejes ④ a ⑨ (se analiza especificamente el marco eje ⑤).

*Incluye impacto aplicado a la descarga máxima por las dos ruedas en carga vertical y el impacto aplicado a la capacidad máxima de carga de la grúa para efectos de carga horizontal.

www.elsolucionario.org



Unidades: tonelada y metro

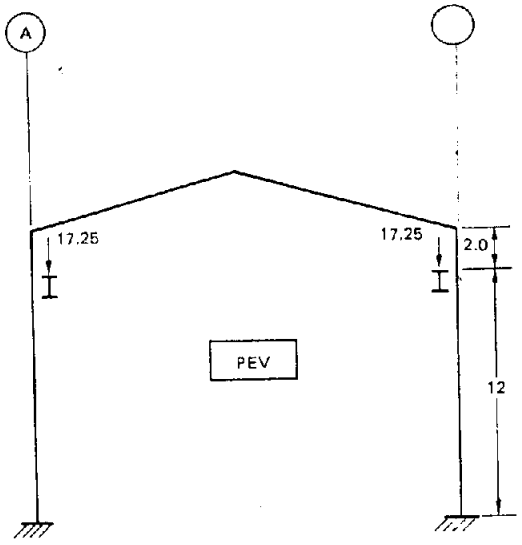
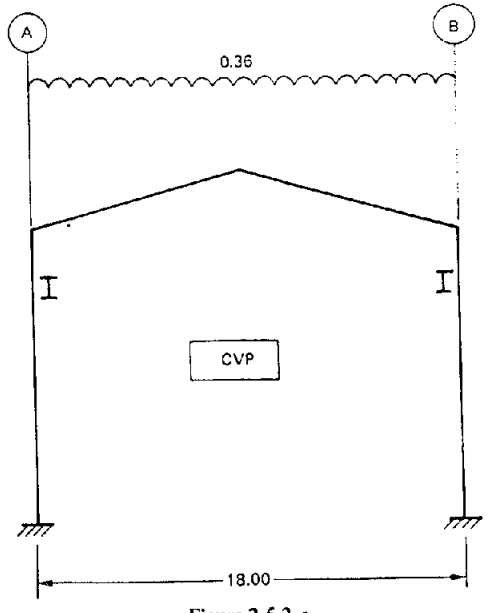



Figura 2.5.2.*b*




Unidades: tonelada y metro

Figura 2.5.2.*c*



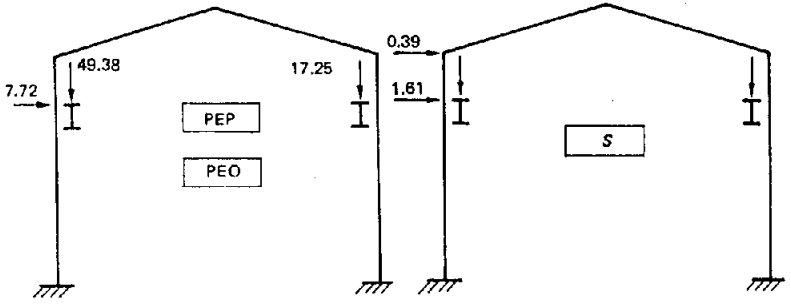



Figura 2.5.2.*d*

Figura 2.5.2.*e*

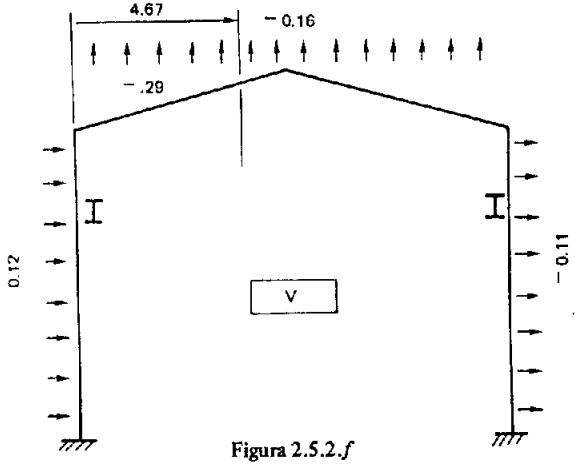



Figura 2.5.2.*f*

### 2.5.3 Marco ejes Ⓐ y Ⓓ

Se analiza específicamente el marco eje Ⓓ.

*1. ACCIONES PERMANENTES*

- PPE = peso propio de la estructura.

  – Cubierta: se consideró toda la carga en los marcos transversales.
  – Grúa: $P = WL/2 = 0.10 \times 6/2$ trabe carril; $P = 0.30$ ton
  – Mezzanine: cubierta CC + muro perím. + piso mezzanine
  – $W_1 a + P$/perím. + $W_2 a = 0.31 \times 1.0 + 25.27/36 + 0.43 \times 1.0 = 1.44$ t/m

- PEV = peso de equipo vacío y tuberías.

– Cubierta: no existe túbería o equipo.
– Grúa: considerada en los marcos transversales.
– Mezzanine: $W = 0.04 \times 1.0 = 0.04$ T/m.

Dado que la carga es despreciable, se considerará solamente que los efectos de equipo (PEP y PEO) los absorbe el marco.

*2. ACCIONES VARIABLES*

- CVP = carga viva pisos (operación y mantenimiento).

  – Cubierta: considerada en los marcos transversales.
  – Grúa: no se considera.
  – Mezzanine: $W$ = Cub. CC + piso Mezz. = $0.1 \times 1 + 0.5 \times 1 = 0.60$ T/m.

- PSL = presión de sólidos y líquidos (no se considera).
- PEP = peso de equipo y tuberías en prueba.

  – Grúa = $0.10\ (2 \times 19.75)$ ruedas = 3.95.

- PEO = peso de equipo y tuberías en operación.

  – Grúa = $0.10\ (2 \times 19.75) = 3.95$.

*3. ACCIONES ACCIDENTALES*

- $S$ = sismo (carga por marco) $Cs = 0.10$.

  – Cubierta $F_1 = 0.5\ [0.10 \times 345.25\ (0.05 + 0.95 \times \frac{43.20 \times 15}{2969.35})]$ = 4.44 ton

  – Grúa $F_2 = 0.5\ [0.10 \times 345.25\ (0.95 \times \frac{34.50 \times 13}{2969.35})] = 2.48$ ton

  – Mezzanine $F_3 = 0.5\ [0.10 \times 345.25\ (0.95 \times \frac{267.55 \times 7}{2969.35})]$ = 10.34 ton

- $V$ = viento (carga por marco) ver figura 2.4.3.

  – Presión barlovento eje (1) $W = 27.32 \times 0.75 \times 3$ m = 0.06 T/m
  – Succión barlovento (1) – (2) $W = 27.32 \times (-1.75) \times 2.25$ = 0.11 T/m
  – Succión sotavento eje 9 $W = 27.32\ (-.68) \times 3$ m = – 0.06 T/m
  – Ver figura 2.5.3*a*.



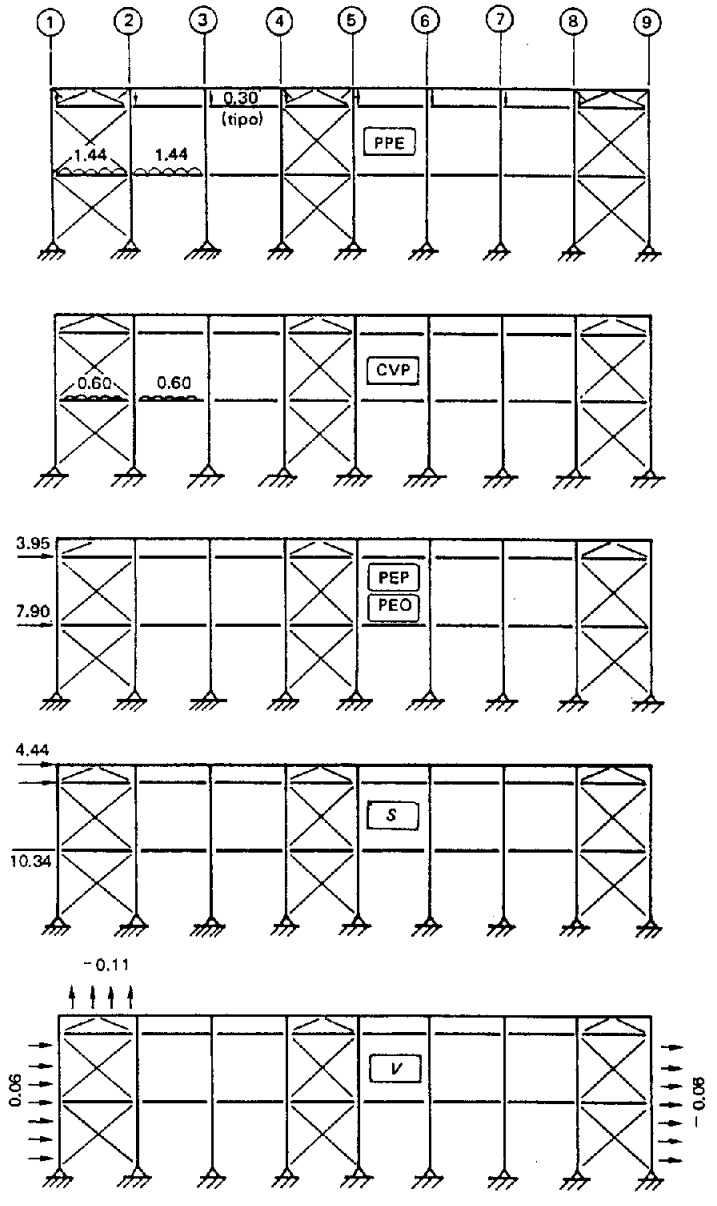



**Figura 2.5.3.*a*** Cargas sobre los marcos *A* y *D* (Ton y/o m).

### 2.5.4 Marco ejes Ⓑ y Ⓒ

Se analiza específicamente el marco eje Ⓑ.

*1. ACCIONES PERMANENTES*

- PPE = peso propio de la estructura.

– Mezzanine

Sec. ① – ②
$W = 0.43 \times 2 = 0.86$ T/m
Sec. ② – ③
$W_1 = 0.43 \times 1.0 = 0.43$ T/m

- PEV = peso de equipo vacío y tuberías.

– Mezzanine
Sec. ① – ②
$W = 0.04 \times 2 = 0.08$ T/m
Sec. ② – ③
$W_1 = 0.04 \times 1 = 0.04$ T/m
$P = 8.8/4 \text{ @ } 2.00 = 2.20$ Ton
$P_1 = P/2 \text{ @ } 4.00 = 1.10$ Ton
$F_H = 0.97 + (10.13 - 9.0)\ 251.55/18 \times .5 = 7.90$ Ton

*2. ACCIONES VARIABLES*

- CVP = carga viva pisos (operación y mantenimiento)

– Mezzanine
Sec. ① – ②
$W = 0.50 \times 2 = 1.00$ T/m
Sec. ② – ③
$W_1 = 0.50 \times 1 = 0.50$ T/m

- PSL = presión de sólidos y líquidos (no aplicable).
- PEP = peso de equipo y tuberías en pruebas.

– Mezzanine
Sec. ② – ③
$P = 35.12/4 \text{ @ } 2.00 = 8.78$ Ton
$P_1 = P/2 \text{ @ } 4.00 = 4.39$ Ton
$F_H = 0.97 + (10.13 - 9.0)\ 251.55/18 \times .5 = 7.90$ ton



- PEO = peso de equipo y tuberías en operación.

– Mezzanine

Sec. ② – ③ $P = 32.6/4 \text{ @ } 2.00 = 8.15$ Ton
$P_1 = P/2 \text{ @ } 400 = 4.08$ Ton
$P_2 = 0.43 + (10.13 - 9.0)\ 251.55/18 \times 5 = 8.33$ Ton

*3. CARGAS ACCIDENTALES*

- $S$ = sismo.

– Mezzanine

$W_T = 177.79$

$F_H = 8.33.$

$C_S = 0.05$

$F_i = 0.05\ (177.79 + 8.33) = 9.31$ Ton

- $V$ = viento.

– Presión barlovento eje ①
$W = 27.32 \times 0.75 \times 6\text{m} = 0.12$ T/m
$P = \text{Col. viento} = \frac{WH}{2} = 0.12 \times 6/2 = 0.36$ Ton

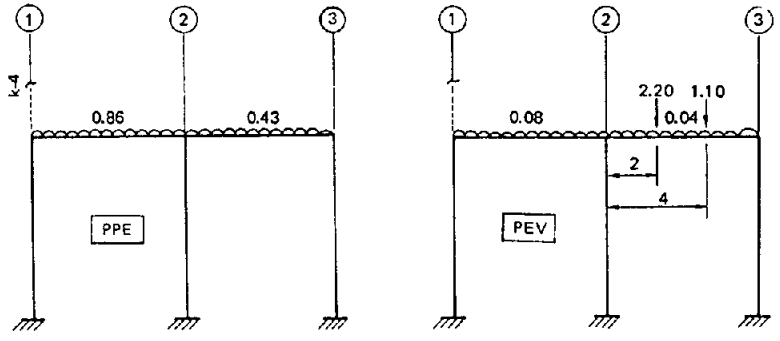



Figura 2.5.4 *Carga sobre los marcos ejes* Ⓑ *y* Ⓒ (se analiza exclusivamente el eje Ⓑ).

www.elsolucionario.org



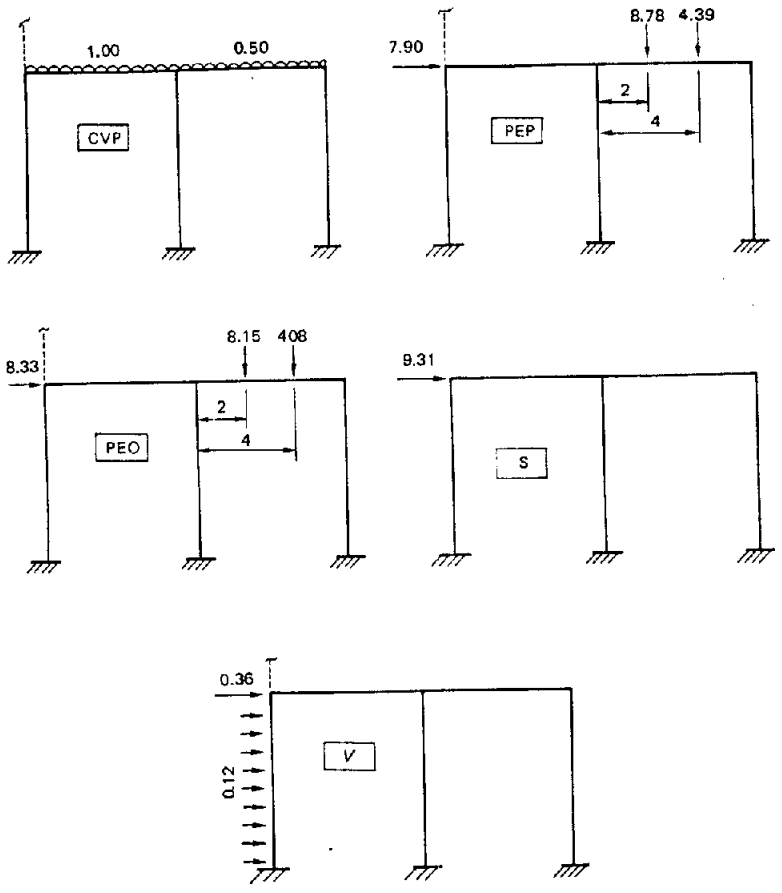



**Figura 2.5.4** Carga sobre los marcos ejes (B) y (C) (se analiza esclusiv. el eje (B)).

# 3 Diseño preliminar

*Se describen los requerimientos, dimensiones mínimas y procedimientos de cálculo para preseleccionar paso a paso los elementos estructurales.*

## 3.1 TRABES Y VIGAS

### 3.1.1 Introducción

La selección y diseño preliminar de trabes, puede hacerse siguiendo el procedimiento que se indica a continuación (pasos 1 al 7):

1. Obténganse las cargas gravitacionales.
2. Obténganse las cargas accidentales.
3. Obténganse los momentos flexionantes ($M_G$), producidos por cargas gravitacionales, suponiendo que el momento en el apoyo es igual al momento de una viga simplemente apoyada, bajo dichas cargas.
4. Obténganse los momentos flexionantes ($M_A$), producidos por cargas accidentales por medio de métodos aproximados de análisis (Portal, Bowman, etc.) o cualquier otro que permita obtenerlos con rapidez.[1]
5. El momento preliminar de diseño será $M_{PD} = 0.75\ (M_G + M_A)$ o $M_{PD} = M_G$.
6. Cálculese el módulo de sección preliminar de diseño ($S_{PD}$) mediante $S_{PD} = M_{PD}/F_{bPD}$.

   $F_{bPD}$ = 1500 cuando soporta losa de concreto con conectores.
   $F_{bPD}$ = 1200 en caso contrario. (Inclusive pisos metálicos).

7. Seleccione el perfil laminado o formado por placas que tengan las siguientes características:

   *a*) $S > S_{PD}$
   *b*) $d = L/23$ o $L/28$ en trabes de cubierta
   *c*) $r = KL/200$
   *d*) $b = r/C$ inciso 2.3.3. tabla de radios de giro aproximado.

### *3.1.2 Diseño preliminar de trabes paso por paso*

*Paso 1. Cargas gravitacionales.*

- Véase obtención de las mismas en inciso 2.5.

[1] *Notas:* Otros métodos aproximados recomendados, son los indicados en los libros "Pórticos y arcos" de Leontovich, "Análisis de marcos rígidos" de Kleinlogel, o el desarrollado por el autor en la tesis titulada "estudio comparativo de diferentes métodos y materiales para el análisis de un edificio de oficinas" (1973).

*Paso 2. Cargas accidentales.*

- Véase obtención de las mismas en inciso 2.5.

*Paso 3. Obtención de los momentos flexionantes $M_G$.* (Producidos por cargas gravitacionales).

(1) Marco eje ① al ③

PPE + PEV + CVP + PEP

- Trabe de cubierta.

$W = 0.18 + 0.36 = 0.54$ T/m
$M_G = 0.54 \times 9.10^2/8 = 5.59$ T–m

- Trabe Ⓐ – Ⓑ.

$W = 0.58 + 0.24 + 0.67 = 1.49$ T/m
$P_1 = P_2 = 5.16 + 6\ @\ 2.00$ y $@4.00 = 11.16$ Ton
$M_G = 1.49 \times 6.00^2/8 + 11.16 \times 2.00 = 29.03$ T–m

- Trabe Ⓑ – Ⓒ.

$W = 0.29 + 0.12 + 0.33 = 0.74$ T/m
$P_1 = 2.58 + 2.20 + 3.0 + 8.78 = 16.56$ Ton
$P_2 = 4.44 + 1.83 + 5.17 + 7.30 = 18.74$ Ton
$M_G = 0.74 \times 6.00^2/8 + 16.56 \times 2 \times 4/6 + 18.74 \times 2 \times 4/6 = 50.40$ T–m

- Trabe Ⓒ – Ⓓ.

$W = 2.52 + 0.24 + 1.07 = 3.83$ T/m
$P_1 = 5.16 + 6.00 = P_2 = 11.16$ Ton
$M_G = 3.83 \times 6.00^2/8 + 11.16 \times 2.00 = 39.56$ T–m

(2) Marco eje ④ al ⑨.



- Trabe de cubierta

$W = 0.18 + 0.36 = 0.54$ T/m
$M_G = 0.54 \times 9.10^2/8 = 5.59$ T–m

(3) Marco eje Ⓐ y Ⓓ

PPE + PEV + CVP + PEP

- Viga nivel mezzanine ejes ① – ② y ② – ③

$W = 1.44 + 0.60 = 2.06$ T/m
$M_G = 2.06 \times 6.00^2/8 = 9.27$ T–m

(4) Marco ejes Ⓑ y Ⓒ

PPE + PEV + CVP + PEP

- Trabe nivel mezzanine ejes ① – ②

$W = 0.86 + 0.08 + 1.00 = 1.94$ T/m
$M_G = 1.94 \times 6.00^2/8 = 8.73$ T–m

- Trabe nivel mezzanine ejes ② – ③

$W = 0.43 + 0.04 + 0.50 = 0.97$ T/m
$P_1 = 2.20 + 8.78\ @\ 2.00 = 10.98$ Ton
$P_2 = 1.10 + 4.39\ @\ 4.00 = 5.49$ Ton
$M_G = 0.97 \times 6.00^2/8 + 10.98 \times 2 \times 4/6 + 5.49 \times 2 \times 4/6 = 26.33$ T–m

*Paso 4. Obtención de los momentos flexionantes $M_A$* (Producidos por cargas accidentales).

(1) Marco eje ① al ③

$M_G$ cubierta $= 5.03 \times 4.00 = 20.12$ T–m
$M_G$ base $= 8.58 \times 6.00 - 20.12 = 31.36$ T–m

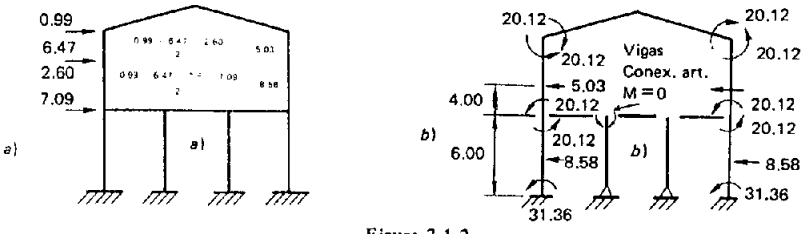



Figura 3.1.2

www.elsolucionario.org



(2) Marco eje ④ al ⑨

$M_G$ cubierta = 0.20 X 7.0 + 9.33 X 2.0 = 20.06 T–m
$M_G$ base = 4.86 X 7.00 = 34.02 T–m

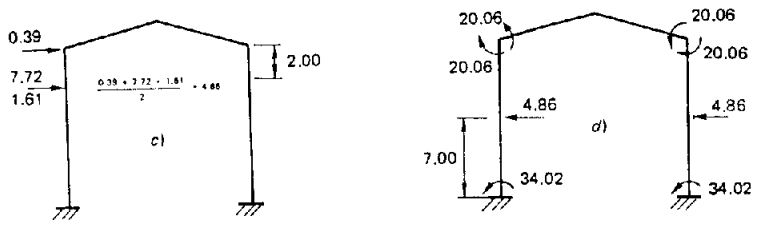
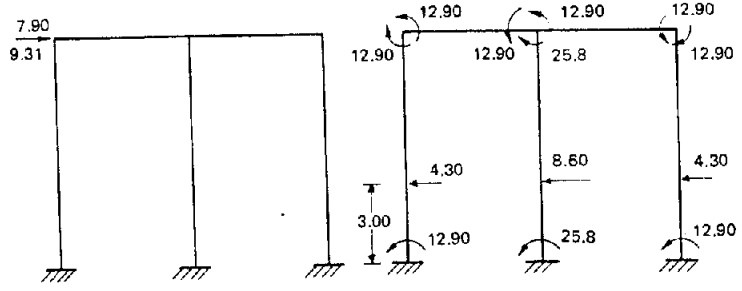



**Figura 3.1.2.** *a, b, c y d.*

(3) Marco eje Ⓐ y Ⓓ (ver los pasos siguientes)

(4) Marco eje Ⓑ y Ⓒ

$M_G$ extremos = 4.30 X 3.00 = 12.90 T–m
$M_G$ interiores = 8.60 X 3.00 = 25.80 T–m




*Pasos 5, 6 y 7. Cálculo del momento preliminar de diseño, módulo* de sección preliminar y selección del perfil.

(1) Marco eje ① al ③

- Trabe cubierta (T–1).
  $M$ = 0.75 (5.59 + 20.12) = 19.28 T–m
  $S$ = 1928000/1200 = 1607 cm³

Sea la sección IPC 18" X 8" X 72.6 = *T*-1 $S$ = 1556 = 1607 OK



- Viga nivel mezzanine eje Ⓐ – Ⓑ (V-8)

  $M$ = 1.00 (29.03) no existe momento por sismo = 29.03 T–m
  $S$ = 2903000/1500 = 1935 cm³

  Sea la sección IPC 24" X 8" X 77.2 $S$ = 1939 > 1935 cm³ (Ver nota)

- Viga nivel mezzanine eje Ⓑ – Ⓒ (V-9)

  $M$ = 1.00 (50.40) no existe momento por sismo $M$ = 50.40 T–m
  $S$ = 5040000/1500 = 3360 cm³

  Sea la sección IPC 24" X 12" X 112.6 = V-9 $S$ = 3219 ≈ 3360 OK

- Viga nivel mezzanine eje Ⓒ – Ⓓ (V-10)

  $M$ = 1.00 (39.56) no existe momento por sismo $M$ = 39.56 T–m
  $S$ = 3956000/1500 = 2637 cm³

  Sea la sección IPC 24" X 12" X 97.6 = V-10 $S$ = 2693 > 2637 OK

*Nota.* Aunque en este tramo la sección aumenta, por experiencia, podremos colocar una sección similar en tramo Ⓐ – Ⓑ, debido a que de esta manera estamos garantizando una rigidez de piso simétrica y la diferencia en peso no es considerable.
Por lo tanto, para: V-8 = IPC 24" X 12" X 97.6.
Sin embargo, para los marcos ejes ① y ③, la sección podría reducirse haciendo V-7 = IPC 24" X 8" X 77.2 .
Para selección de vigas V-1 ver inciso (3).

(2) Marco eje ④ al ⑨

- Trabe cubierta (T-1)

  $M$ = 0.75 (5.59 + 20.06) = 19.24 T–m igual que para marcos ① al ③.

  *T*-1 = IPC 18" X 8" X 72.6

(3) Marco eje Ⓐ y Ⓓ

- Viga nivel cubierta (V-1) No tiene cargas, se analiza como puntual.
- Viga nivel T. carril (V-1) ídem.
- Nivel mezzanine (V-2) ídem.

$$d = \frac{L}{23} = \frac{600}{23} = 26.08 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = 200 \therefore r_{mín} = \frac{KL}{200} = \frac{1.00 \times 600}{200} = 3.00 \text{ cm}$$

$$r_y = Cb \therefore b = \frac{r_{mín}}{C} = \frac{3.00}{0.22} = 13.64 \text{ cm}$$

Sea el perfil 254 X 146 IPR 31.3
V-1 = V-2

$d = 25.1 \approx 26.08$ OK
$r_{mín} = 3.17 > 3.00$ OK
$b = 14.6 > 13.64$ OK

- Viga V-3 (ver nota 1).

$M = 1.00(9.27) = 9.27$ T–m
$S = \frac{927000}{1500} = 618 \text{ cm}^3$

Sea la sección IPC 14" X 8 " X 42.5 663 > 618

(4) Marco eje Ⓑ y Ⓒ (se analiza el marco eje Ⓑ )

- Trabe T-2 (ver nota 1).

$M = 0.75\ (8.73 + 12.90) = 16.22$ T–m
$S = 1622000/1500 = 1081 \text{ cm}^3$

Sea la sección IPC 16" X 8 " X 60 = *T*-2 1129 > 1081

- Trabe T-3 (ver nota 1).

$M = 0.75\ (26.33 + 12.90) = 29.42$ T–m
$S = 2942000/1500 = 1961 \text{ cm}^3$

Sea la sección IPC 16" X 12" X 95.5 = *T*-3 1957 ≈ 1961

*Nota 1.* Es digno de notar que la selección de los perfiles propuestos está muy abreviada y no se siguieron los pasos sugeridos; lo anterior obedece a que las condiciones de diseño son sumamente simples, además de que por experiencia no se requiere un prediseño más sofisticado.

## 3.2 COLUMNAS Y PUNTALES

### 3.2.1 Introducción

- La selección y diseño preliminar de columnas, puede hacerse siguiendo el procedimiento que se indica a continuación (9 pasos):



1. Obténganse las cargas gravitacionales.
2. Obténganse las cargas accidentales.
3. Calcúlese la carga gravitacional axial ($P$).
4. Obténganse los momentos flexionantes en las columnas, que serán igual $M_{GC} = \Sigma M_{GT}/\Sigma_{cols}$. En donde:

$M_{GC}$ = Momento flexionante en la columna, producido por cargas gravitacionales.
$\Sigma M_{GT}$ = Suma de los momentos en los apoyos de las trabes que concurren al nudo, calculados según el inciso 3.1.1. Paso 3.
$\Sigma_{cols}$ = Suma de las columnas que concurren al nudo.

5. Calcular los momentos flexionantes, producidos por cargas accidentales $M_A$ (procedimiento similar que el inciso 3.1.1. paso 4).
6. Obtener el momento preliminar de diseño.

$M_{PD} = 0.75\ (M_{GC} + M_A)$ o $M_{PD} = M_{GC}$.

7. Seleccionar un perfil que cumpla con los requisitos de dimensiones, longitud efectiva, esbeltez, etc., mencionados en las especificaciones y recomendaciones, y que son:

– Peralte, $D$, en función de su altura (ver tabla 2.1.1.*b*).
– Long. EF. $K$, en función de sus apoyos y conexiones (ver tabla 2.2.4.*a*).
– Esbeltez $KL/r$, según recomendación AISC o tabla (ver tabla 2.1.1.*b*).

8. Revisar la interacción de cargas axial y flexión según:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leqslant \begin{matrix} 1.15 \\ 0.95 \end{matrix}$$

$f_a = P/A$ Kg/cm²
$F_a = 915$ Kg/cm² para carga axial de compresión y 1500 en carga axial de tensión
$f_b = M_{PD}/S$ Kg/cm²
$F_b = 1500$ Kg/cm²

9. En caso de exceder los límites indicados (< 0.35 ó > 1.15), se hará otro intento repitiendo el proceso a partir del paso 7.

*3.2.2 Diseño preliminar de columnas paso por paso*

*Paso 1. Obtención de cargas gravitacionales..*

Véase obtención de las mismas en inciso 2.5.

*Paso 2. Obtención de cargas accidentales.*

Véase obtención de las mismas en inciso 2.5.

*Pasos 3 al 6. Obtención de carga gravitacional axial (P), los momentos flexionantes producidos por cargas gravitacionales ($M_{GC}$), los producidos por cargas accidentales ($M_A$) y el momento preliminar de diseño ($M_{PD}$).*

(1) Marco eje Ⓘ al ③

- Columna K-1

  – Elem. Mec. a nivel mezzanine PPE + PEV + CVP + PEP

$$P = [(0.18 + 0.36) \times 9 \text{ m} + 17.25 + 39.5 + 3.95/3\times6/6]\,0.75 = 47.20 \text{ Ton}$$
$$M_{PD} = 0.75\,[(17.25 + 39.5)\,0.6 \times 6/8 + 20.12] = 34.24 \text{ T–m}$$

  – Elementos Mec. a nivel 0.00

$$P = [47.20 + (0.58 + 0.24 + 0.67)\,3 + (5.16 + 6.00) + (1.44 + 0.6)\,6 + 3.95/3\times6/6 + 7.90/3\times6/6]\,0.75 = 59.27 \text{ Ton}$$
$$M_{PD} = 0.75\,[(17.25 + 39.5)\,0.6\times6/8 + 31.36] = 56.90 \text{ T–m}$$

3.2.4.2 Marco eje ④ al ⑨

- Columna K-2.

  – Elemento mecánico a nivel 0.00

$$P = 0.75\,[(0.18 + 0.36)\,9 + 49.38 + (3.95 + 7.9)/3\times6/6] = 56.58 \text{ Ton}$$
$$M_{PD} = 0.75\,[(49.38)\,0.6 \times 12/14 + 34.02] = 51.22 \text{ T–m}$$

- Columna K-3

  – Elemento mecánico a nivel 0.00



$$P = [2.52 \times 3 + 0.58 \times 3 + 4.44 + 5.16 + 0.24 \times 3 + 0.12 \times 3 + 1.83 + 1.07 \times 3 + 0.67 \times 3 + 5.17 + 6.00 + 7.30 + (.86 + .43 + 0.08 + 0.04 + 1.0 + 0.50) \times 3 + 2.20 + 8.78]\,0.75 = 48.91 \text{ Ton}$$
$$M = 0.75\,[(0.43 + 0.04 + 0.5) \times 6^2/8 + 2.20 \times 2 + 8.78 \times 2 + 12.90)] = 29.42 \text{ T–m}$$

*Paso 7. Selección de perfiles.*

Los elementos mecánicos por cargas accidentales se obtuvieron según el inciso 3.1.5 y ya se incluyeron en el inciso 3.2.4.

- Columna K-1.

$$d = \frac{H}{20} = \frac{1400}{20} = 70 \text{ cm (tabla 2.1.1.}b\text{)}$$

$K_x$ = Apoyo empotrado y conexión sup. desplazable = 1.20
$K_y$ = Apoyo articulado y conexión superior contraventeada = 1.00

$$r_x = \frac{KL_x}{100} = \frac{1.2 \times 1400}{100} = 16.80 \text{ cm}$$
$$\frac{KL}{r} = 100$$
$$r_y = \frac{KL_y}{100} = \frac{1.0 \times 600}{100} = 6.00 \text{ cm}$$

Sea la sección IPC 33" X 16" X 162.6 Kg/m

– Revisión a nivel 0.00 $P = 59.27$ Ton $M_x = 56.90$ Ton-m $M_y = 0$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leqslant \begin{matrix}1.15\\0.95\end{matrix} \quad \frac{59270}{\frac{205.84}{915}} + \frac{5690000}{\frac{6203}{1500}} = 0.93 \simeq 0.95$$

K-1 = IPC 33" X 16" X 162.6

- Columna K-2.

  – Revisión a nivel 0.00 $P = 56.58$ T $M_x = 51.22$ T-m $M_y = 0$

Proponemos la sección a IPC 33" X 16 " X 142.5 Kg/m

$$\frac{56580}{\frac{180.44}{915}} + \frac{5122000}{\frac{5210}{1500}} = 1.00 < 1.15 > 0.95$$

K-2 = IPC 33" X 16" X 142.5

www.elsolucionario.org



- Columna K-3.

  – Revisión a nivel 0.00 $P = 48.91$ T $M_x = 29.42$ T–m $M_y = 0$

  Proponemos la sección IPC 24" X 12" X 97.6 con esf. $F_a$ real.

$$\frac{\frac{49910}{123.57}}{1058} + \frac{\frac{2942000}{2693}}{1500} = 1.16 \approx 1.15$$

  K-3 = IPC 24" X 12" X 97.6

# 4 Análisis

*Se describe la geometría de los marcos, el análisis por el uso de computadora, y la selección de cargas que rigen el diseño estructural.*

## 4.1 MODELOS MATEMATICOS

### 4.1.1 Introducción

- El modelo matemático es la figura geométrica cuyas dimensiones, propiedades y cargas serán analizadas matemáticamente, en forma manual o por computadora, para obtener los elementos mecánicos de diseño.
- Para análisis de marcos ver inciso 4.2.
- Los siguientes conceptos serán aplicados a análisis por computadora UNIVAC 1100 sistema "Strudl" y deberá observarse:
  - Tarjetas de control (acceso) (véase instructivo).
  - Encabezado: Identificación y tipo del marco, unidades consist.
  - Nudos: numeración de nudos y sus coordenadas, procurando una mínima diferencia en las incidencias, localización de soportes.
  - Miembros: Agrupaciones típicas, incidencias lógicas.
  - Relajaciones: liberación de nudos y extremos de miembros.
  - Propiedades: áreas e inercias.
  - Constantes: módulo de elasticidad, etc.
  - Cargas: en miembros y juntas.
  - Combinaciones: factores de combinación adecuados.
  - Salidas: información y resultados.
  - Tarjetas de control (salida) (véase instructivo).

### 4.1.2 Información típica para análisis del marco eje ① al ③.

*Tarjetas de control* (acceso)

```
STRUDL MARCO EJE ① AL ③

TYPE PLANE FRAME
UNITS TONS M TONS
JOINTS COORDINATES

   1    0.00     0.00  S
   2    6.00     0.00  S
   3   12.00     0.00  S
   4   18.00     0.00  S
   5    0.00     6.00
   6    6.00     6.00
   7   12.00     6.00
   8   18.00     6.00
   9    0.00    12.00
  10    0.60    12.00
  11   17.40    12.00
  12   18.00    12.00
  13    0.00    14.00
  14    9.00    15.35
  15   18.00    14.00
```

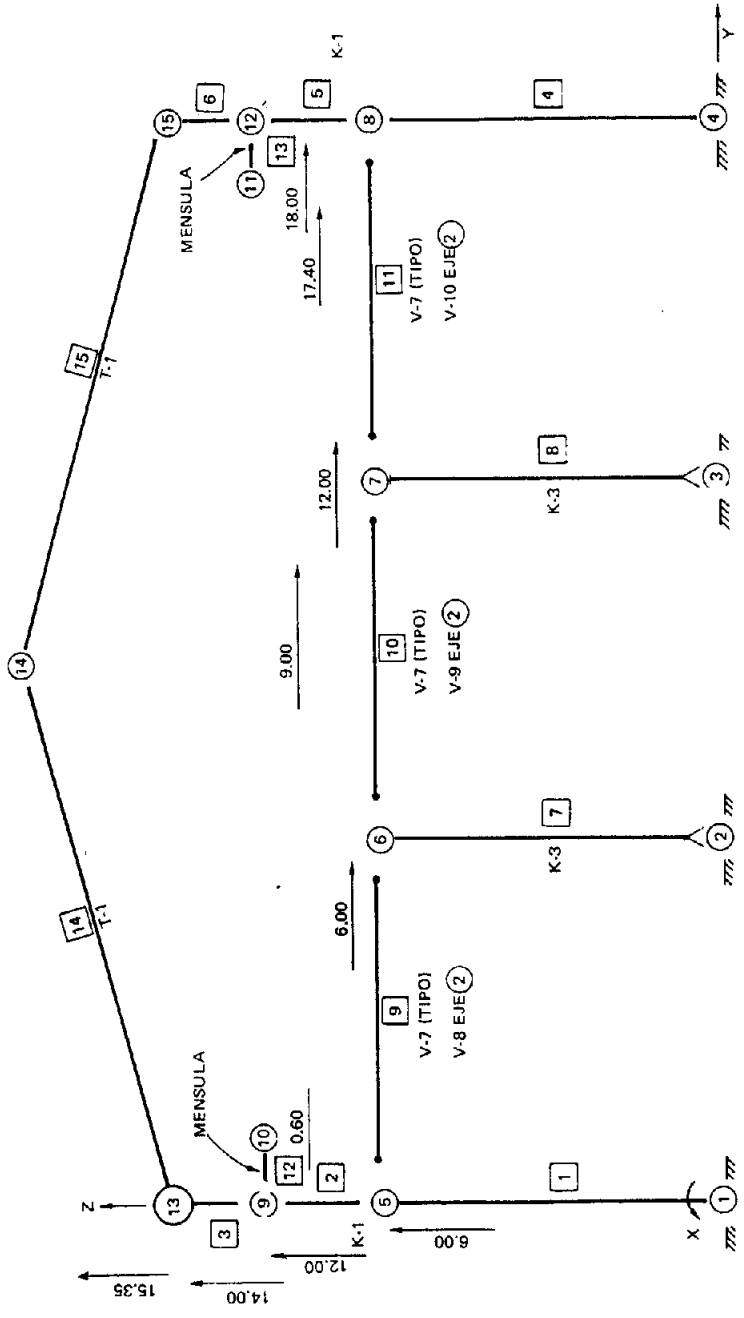



**Figura 4.1.2.a** Marco eje (1) al (3). Modelo matemático (otros marcos, ver figura 4.2.1.*a*).



```
MEMBER INCIDENCES
     1    1        5
     2    5        9
     3    9       13
     4    4        8
     5    8       12
     6   12       15
     7    2        6
     8    3        7
     9    5        6
    10    6        7
    11    7        8
    12    9       10
    13   11       12
    14   13       14
    15   14       15
JOINT RELEASES
     2    3        MOMENT Z
MEMBER RELEASES
     9   10       11      START MOMENT Z END MOMENT Z
MEMBER PROPERTIES PRISMATIC
     1   TO 6 AX 0.020584  IZ  0.00260005
     7    8   AX 0.012357  IZ  0.00005996
     9   11   AX 0.012357  IZ  0.00082095
    10        AX 0.014257  IZ  0.00098130
    12   13   AX 0.012090  IZ  0.00039774
    14   15   AX 0.009184  IZ  0.00035579
CONSTANTS
E 21 000 000.00  1  TO  15
LOADING 1 'PESO PROPIO ESTRUCTURA PPE'
MEMBER LOADS
     9 FOR y GLO UNI W – 0.58
     9  11  FOR Y GLO CON P – 5.16 L 2.00
     9  11  FOR Y GLO CON P – 5.16 L 4.00
    10 FOR Y GLO UNI W – 0.29
    10       FOR Y GLO CON P – 2.58 L 2.00
    10       FOR Y GLO CON P – 4.44 L 4.00
    11 FOR Y GLO UNI W – 2.52
    14  15   FOR Y GLO UNI W – 0.18
LOADING 2 'PESO EQUIPO VACIO–TUBS PEV'
MEMBER LOADS
     9  11   FOR Y GLO UNI W – 0.24
    10       FOR Y GLO UNI W – 0.12
    10       FOR Y GLO CON P – 2.20 L 2.00
    10       FOR Y GLO CON P – 1.83 L 4.00
JOINT LOADS
    10  11   FOR Y – 17.25
LOADING 3 'CARGAS VIVAS PISOS 0–M CVP'
MEMBER LOADS
     9        FOR Y GLO UNI W – 0.67
     9  11   FOR Y GLO CON P – 6.00  L 2.00
     9  11   FOR Y GLO CON P – 6.00  L 4.00
    10        FOR Y GLO UNI W – 0.33
```

www.elsolucionario.org



```
    10        FOR Y GLO CON P – 3.00  L 2.00
    10        FOR Y GLO CON P – 5.17  L 4.00
    11        FOR Y GLO UNI W – 1.07
    14  15    FOR Y GLO UNI W – 0.36
LOADING 4 'PESO EQUIPO – TUB PRUEBA PEP'
MEMBER LOADS
    10        FOR Y GLO CON P – 8.78  L 2.00
    10        FOR Y GLO CON P – 7.30  L. 400
JOINT LOADS
     5        FOR X    1.73
     9        FOR X    6.47
    10        FOR Y –39.50
    11        FOR Y –17.25
LOADING 5 'PESO EQUIPO – TUB OPERAC PEO'
MEMBER LOADS
    10        FOR Y GLO CON P – 8.15  L 2.00
    10        FOR Y GLO CON P – 6.79  L 4.00
JOINT LOADS
     5        FOR X    1.14
     9        FOR X    7.72
    10        FOR Y –49.38
    11        FOR Y –17.25
LOADING 6 'ACCIONES ACCIDENT  SISMO S'
JOINT LOADS
     5        FOR X   7.09
     9        FOR X   2.60
    13        FOR X   0.50
    15        FOR X   0.50
LOADING 7 'ACCIONES ACCIDENT VIENTO V'
MEMBER LOADS
     1 TO 3   FOR X GLO UNI W 0.12
     4 TO 6   FOR X GLO UNI W 0.11
    14        FOR Y GLO UNI W 0.29
    15        FOR Y GLO UNI W 0.16
LOAD COMB  8  'PPE + PEV  -          ' COMBINE  1  1.10  2  1.10
LOAD COMB  9  'PPE + PEV + S         ' COMBINE  1  1.00  2  1.00  6  1.00
LOAD COMB 10  'PPE + PEV + V         ' COMBINE  1  1.00  2  1.00  7  1.00
LOAD COMB 11  'PPE + CVP + PEP       ' COMBINE  1  0.62  3  0.62  4  0.62
LOAD COMB 12  'PPE + CVP + PEO       ' COMBINE  1  1.00  3  0.95  4  0.95
LOAD COMB 13  'PPE + CVP + PEO + S   ' COMBINE  1  0.75  3  0.71  5  0.71  6  .75
LOAD COMB 14  'PPE + CVP + PEO + V   ' COMBINE  1  0.75  3  0.71  5  0.71  7  .75
OUTPUT DECIMAL 3
LOADING LIST ALL
STIFFNESS ANALYSIS
LIST FOR REA DIST DISP ALL
LIST SECTION FORCE ALL SECTION FR NS 5  0.0  0.25  0.50  0.75  1.00
LIST FORCE ENVELOPE ALL ACTIVE MEMBERS SECTION FR NS 5  0.0  0.25
    0.5  .75  1.00
TARJETAS DE CONTROL (SALIDA)
```

- La tabla 4.1.2*b*, nos presenta las propiedades de los miembros estructurales a utilizar en el análisis de los marcos de ejemplo.



**Tabla 4.1.2.*b*** Propiedades de elementos estructurales.

| MIEMBRO | Sección<br>PERALTE × ANCHO (TIPO) PESO | Area Ax $M^2$ | Inercia Ix $M^4$ | Inercia Iy $M^4$ | ① al ⑤ | ④ al ⑨ | Ⓐ y Ⓓ | Ⓑ y Ⓒ | Marcos |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| K-1 | 838 × 406 IPC 162.6 | 0.020584 | 0.00260005 | 0.00017792 | • | | • | | |
| K-2 | 838 × 406 IPC 142.5 | 0.018044 | 0.00218381 | 0.00014213 | | • | • | | |
| K-3 | 610 × 305 IPC 97.6 | 0.012357 | 0.00082095 | 0.00005996 | • | | | • | |
| | | | | | | | | | |
| T-1 | 457 × 203 IPC 72.6 | 0.009184 | 0.00035579 | | • | • | | | |
| T-2 | 406 × 203 IPC 60.0 | 0.007600 | 0.00022956 | | | | | • | |
| T-3 | 406 × 305 IPC 95.5 | 0.012090 | 0.00039774 | | • | | | • | |
| V-1 | 254 × 146 IPR 31.3 | 0.003993 | 0.00004454 | | | | • | | |
| V-2 | 254 × 146 IPR 31.3 | 0.003993 | 0.00004454 | | | | • | | |
| V-3 | 356 × 203 IPC 42.5 | 0.005385 | 0.00011797 | | | | • | | |
| V-4 | 356 × 203 IPC 42.5 | 0.005385 | 0.00011797 | | | | | | |
| V-5 | 406 × 305 IPC 95.5 | 0.012090 | 0.00039774 | | | | | | |
| V-6 | 152 × 102 IPR 12.7 | 0.001613 | 0.00000616 | | | | | | |
| V-7 | 610 × 203 IPC 77.2 | 0.009776 | 0.00059105 | | | | | | |
| V-8 | 610 × 305 IPC 97.6 | 0.012357 | 0.00082095 | | • | | | | |
| V-9 | 610 × 305 IPC 112.6 | 0.014257 | 0.00098130 | | • | | | | |
| V-10 | 610 × 305 IPC 97.6 | 0.012357 | 0.00082095 | | | | | | |
| MENSULA | 406 × 305 IPC 95.5 | 0.012090 | 0.00039774 | | • | • | | | |
| CV-1 | 2 - APS - 64 × 6 | 0.001536 | 0.0000005828 | | | | • | | |

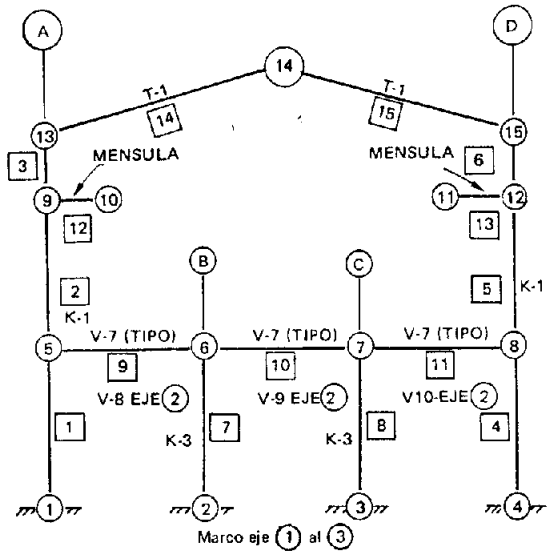
## 4.2 ANALISIS DE MARCOS

### 4.2.1 Introducción

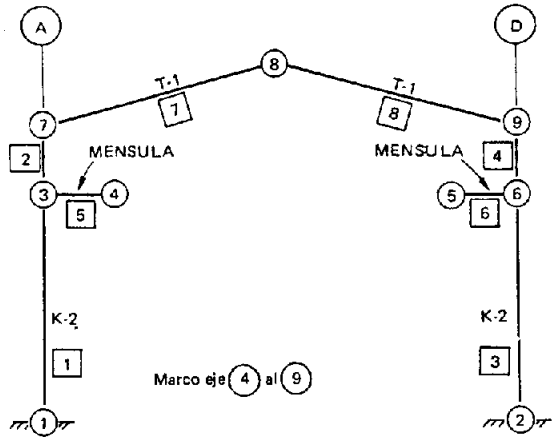
Mencionaremos solamente algunos de los métodos de análisis más comúnmente usados para el diseño de estructuras.

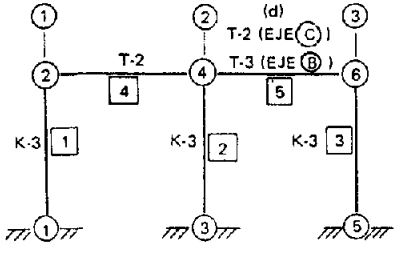
- Métodos manuales.
  - Aproximaciones sucesivas : Cross, Kani, Takabeya, etc.
- Métodos matriciales.
  - Rigideces : Tabs, Sadsys, Ices, Strudl.[1]
  - Elementos finitos : SAP IV, Stardyne, Nastran.

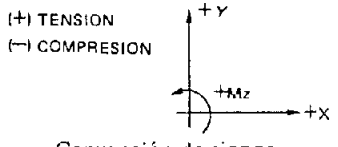
[1] Para disponer de un programa para marcos planos, por Rodríguez Cedeño y Rodríguez Peña, en FORTRAN para PC 256 K, ver al autor.




Comentario 1. Nótese la disposición de contravientos para el marco ejes Ⓐ y Ⓓ exclusivamente a tensión.




Convención de signos

Marco eje Ⓑ y Ⓒ

**Figura 4.2.1** Modelos matemáticos para marcos típicos.





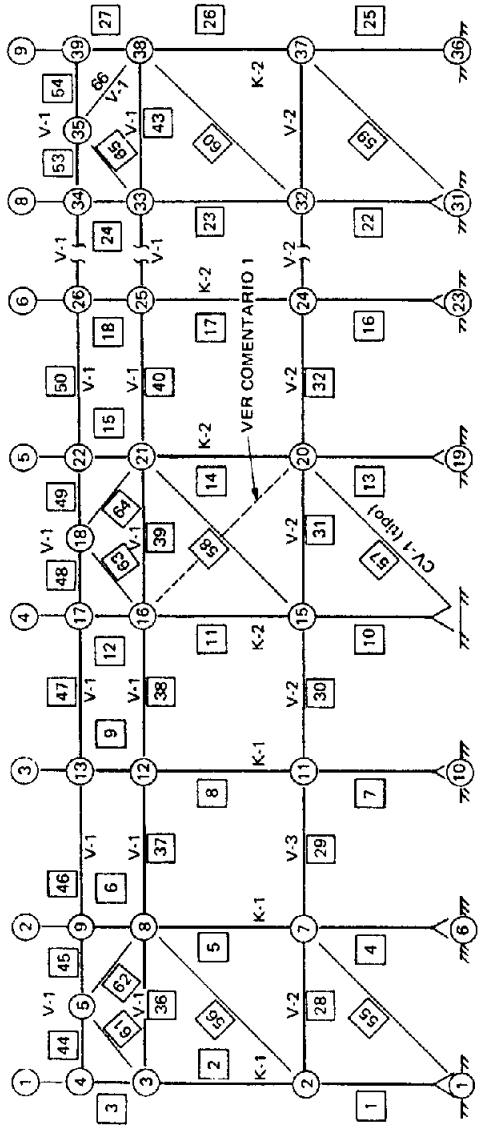



**Figura 4.2.1**

## 4.2.2 Resultados del análisis

- El análisis fue realizado por el método ICES Strudl en una computadora Univac 110, y el resumen de los mismos se muestra en la tabla 4.2.2.*a*.

(1) Marco ejes ① al ③

**Tabla 4.2.2.*a*** Tabla de elementos mecánicos de diseño para los marcos ejes ① al ③ (resumen).

| *Condic. de carga / Miembro* | *8* | *9* | *10* | *11* | *12* | *13* | *14* | *Condición de carga que rige* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 y 4 | −29.16 | −25.81 | −23.95 | −36.09 | −55.72 | −47.97 | −46.57 | P |
| | − 1.07 | − 6.23 | − 1.89 | − 3.62 | − 5.58 | − 8.33 | − 5.08 | V 13 |
| (1) | 4.57 | −39.40 | − 9.72 | −27.10 | −41.58 | −63.82 | −41.56 | M |
| 2 y 5 | −20.78 | −19.59 | −17.36 | −14.44 | −22.20 | −17.31 | −15.63 | P |
| | − 2.44 | − 3.55 | − 1.41 | − 4.17 | − 6.43 | − 6.34 | − 5.24 | V 12 |
| (5) | 10.06 | 12.33 | 7.60 | −14.47 | −22.29 | −23.31 | −18.75 | M |
| 3 y 6 | − 1.80 | − 2.34 | − 0.11 | − 3.74 | − 5.82 | − 5.06 | − 3.39 | P |
| | − 2.44 | − 3.55 | − 1.41 | − 4.17 | − 6.43 | − 6.34 | − 4.58 | V 13 |
| (6) | 3.56 | 9.07 | 2.75 | 12.45 | 19.29 | 20.08 | 13.17 | M |
| 7 y 8 | −22.49 | −20.44 | −20.44 | −24.71 | −38.73 | −28.60 | −28.60 | P |
| | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | V 12 |
| (8) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | M |
| 9 y 11 | 3.51 | − 0.92 | 1.40 | 2.71 | 4.22 | 0.36 | 2.11 | P |
| | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 21.47 | 0.00 | 0.00 | V 12 |
| (11) | 25.01 | 22.74 | 22.74 | 23.85 | 37.63 | 28.18 | 28.18 | M |
| | 3.51 | − 0.92 | 1.40 | 2.71 | 4.22 | 0.36 | 2.11 | P |
| 10 | − 0.55 | − 0.50 | − 0.50 | − 0.53 | 17.26 | − 0.66 | − 0.66 | V 12 |
| | 14.18 | 12.90 | 12.90 | 21.12 | 32.77 | 23.71 | 23.71 | M |
| 12 y 13 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | P |
| | −18.98 | −17.25 | −17.25 | −24.49 | −37.53 | −35.06 | −35.06 | V 12 |
| (12) | −11.39 | −10.35 | −10.35 | −14.69 | −22.52 | −21.04 | −21.04 | M |
| 14 y 15 | − 2.68 | − 3.36 | − 1.17 | − 4.67 | − 7.22 | − 6.65 | − 5.03 | P |
| | 1.42 | 1.86 | − 0.25 | 3.08 | 4.80 | 4.12 | 2.67 | V 13 |
| (15) | − 3.56 | − 9.07 | − 1.33 | −12.45 | −19.29 | −20.08 | −13.17 | M |



*Observaciones:*

- En las tablas subsecuentes, se indican los valores de P, V y M (carga axial ton, cortante ton y momneto flexionante ton-m, respectivamente), exclusivamente en los extremos que rigen el diseño (incluso diseño de bases y anclas).
- El valor de cortante máximo indicado, corresponde a aquél en el que el momento flexionante es nulo.
- El número encerrado entre paréntesis, corresponde al miembro cuyos elementos mecánicos rigen entre los miembros típicos.

(2) Marco ejes ④ al ⑨

**Tabla 4.2.2.*b*** Tabla de elementos mecánicos de diseño para los marcos ejes ④ al ⑨ (resumen).

| *Condic. de carga / Miembros* | *8* | *9* | *10* | *11* | *12* | *13* | *14* | *Condic. de carga que rige* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 y 3 | −20.78 | −19.09 | −17.32 | −14.38 | −22.11 | −16.68 | −15.35 | P |
| | − 1.70 | − 2.32 | − 2.42 | − 3.94 | − 6.07 | − 5.13 | − 5.19 | V 12 |
| (3) | 11.96 | −17.13 | −12.99 | −36.86 | −56.64 | −49.47 | −46.37 | M |
| 2 y 4 | − 1.80 | − 1.84 | − 0.07 | − 3.68 | − 5.72 | − 4.43 | − 3.11 | P |
| | − 1.70 | − 2.32 | − 1.10 | − 3.94 | − 6.07 | − 5.13 | − 4.04 | V 12 |
| (4) | 3.96 | 5.06 | − 2.27 | 11.93 | 18.50 | 14.93 | 10.91 | M |
| 5 y 6 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | P |
| | −18.98 | −17.25 | −17.25 | −30.62 | − 46.91 | −35.06 | −35.06 | V 12 |
| (5) | −11.39 | −10.35 | −10.35 | −18.37 | −28.15 | −21.04 | −21.04 | M |
| 7 y 8 | − 1.94 | − 2.37 | − 0.85 | − 4.45 | − 6.85 | − 5.58 | − 4.46 | P |
| | 1.53 | 1.50 | − 0.24 | 3.06 | 4.76 | 3.64 | 2.47 | V 12 |
| (8) | − 3.96 | − 5.06 | − 1.06 | −11.93 | −18.50 | −14.93 | −10.91 | M |

(3) Marco ejes Ⓐ y Ⓓ

**Tabla 4.2.2.*c*** Tabla de elementos mecánicos de diseño para los marcos ejes Ⓐ y Ⓓ (resumen).

| *Condic. de carga / Miembros* | *8* | *9* | *10* | *11* | *12* | *13* | *14* | *Condic. de carga que rige* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 al 9 | − 9.82 | −17.60 | − 9.06 | −10.90 | −17.14 | −19.28 | −12.88 | P |
| | − | − | − | − | − | 0.225 | − | V 13 |
| (4) | − | − | − | − | − | 0.56 | − | M |
| 10 al 27 | − 0.48 | − 8.95 | − 0.82 | − 3.57 | − 5.49 | −10.47 | − 4.33 | P |
| | − | − | − | − | − | 0.26 | − | V 13 |
| (13) | − | − | − | − | − | 0.52 | − | M |
| 28 y 29 | 0.09 | −11.34 | − 0.51 | − 5.28 | − 8.08 | −14.38 | − 6.26 | P 12 |
| | − 4.88 | − 4.44 | 4.44 | 3.79 | − 6.03 | − 4.52 | 4.52 | V |
| (28) | 7.33 | 6.66 | 6.66 | 5.69 | 9.05 | 6.78 | 6.78 | M 13 |
| 30 al 54 | − 0.11 | − 6.60 | − 0.39 | − 3.04 | − 4.66 | − 8.23 | − 3.57 | P |
| | − | − | − | − | − | 0.20 | − | V 13 |
| (31) | − | − | − | − | − | − 0.27 | − | M |
| 55 al 60 | − 0.24 | 9.84 | 0.47 | 4.22 | 6.46 | 12.30 | 5.28 | P |
| | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | V 13 |
| | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | M |
| 61 al 66 | − 0.02 | − 1.58 | 0.05 | − 0.50 | − 0.76 | − 1.59 | − 0.37 | P |
| | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | V 13 |
| (66) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | M |

[1] El valor máximo de cortante indicado, no corresponde a esta condición de carga, pero es prácticamente despreciable.
[2] Idem para el momento flexionante (articulación semi-perfecta).

www.elsolucionario.org



4 Marco ejes Ⓑ y Ⓒ

**Tabla 4.2.2.*d*** Tabla de elementos mecánicos de diseño para los marcos ejes Ⓑ y Ⓒ(resumen).

| *Condiciones de carga* / *Miembros* | *8* | *9* | *10* | *11* | *12* | *13* | *14* | *Condiciones de carga que rige* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 al 3 | − 2.93 | − 4.61 | − 2.80 | − 6.03 | − 9.30 | − 8.20 | − 6.84 | |
| | − 0.74 | − 3.64 | − 0.88 | − 2.89 | − 4.44 | − 5.56 | − 3.49 | 13 |
| (3) | + 2.90 | −13.09 | +. 3.07 | − 8.85 | −13.59 | −19.15 | −10.99 | |
| | − 0.58 | − 7.24 | − 0.99 | − 4.14 | − 6.37 | −10.02 | − 5.34 | |
| 4 | 3.29 | 4.30 | 3.07 | 4.46 | 6.97 | 6.23 | 5.30 | 13 |
| | − 3.58 | − 6.84 | − 3.47 | − 6.31 | − 9.80 | −10.07 | − 7.55 | |
| | − 0.74 | − 3.64 | − 0.88 | − 2.89 | − 4.44 | − 5.56 | − 3.49 | |
| 5 | − 3.80 | 4.61 | − 3.32 | 6.03 | 9.30 | 8.20 | 6.84 | 13 |
| | − 4.29 | − 8.76 | − 3.51 | − 8.50 | −13.07 | −14.23 | − 9.96 | |

*Nota:* La selección preliminar de contravientos no se presentó en el capítulo anterior, ya que, como se verá más adelante en el inciso 5.3, el análisis y diseño de un marco contraventeado se convierte en una estructura estáticamente determinada, siempre y cuando, se cumplan los requerimientos especificados (apoyos articulados y construcción tipo 2); Por tal motivo, el análisis manual de este tipo de estructura es tan aceptable como el resultado por computadora.

## 4.3 SELECCION DE COMBINACION DE CARGAS

Por ejemplo, véase la tabla 4.2.2.*a*.

### 4.3.1 Vigas

- La selección que rige es miembro [11] viga V-10 combinación carga 12.
- El diseño está basado en la combinación de cargas exclusivamente gravitacionales, puesto que son elementos simplemente apoyados.

### 4.3.2 Trabes

- La selección que rige es miembro [15] trabe T-1 combinación carga 13.
- Diseño según condiciones de carga máximas del análisis del marco correspondiente, donde se localizan; pueden revisarse como columnas.



### 4.3.3 Columnas

- La selección crítica es de los miembros [1] y [5] col. K-1 combinación 13 y 12.
- Las cargas verticales son la suma de la superposición de los efectos de los marcos analizados (transversales + longitudinales).
- Los momentos flexionantes serán aplicados según la dirección de los marcos analizados (transversales y longitudinales).
- No se permite sumar simultáneamente sismo + viento o sismo transversal + sismo longitudinal.
- Las columnas de viento serán analizadas y diseñadas localmente.
- Los efectos de cortantes pueden revisarse localmente

# 5

# Diseño de miembros secundarios

*Se describe paso a paso el diseño de elementos: vigas, columnas de viento y contravientos. Diagramas de flujo para la revisión de las secciones más comunes de elementos sujetos a flexocompresión y flexotensión. Interrelación con el manual AISC. Conexiones atornilladas y soldadas. Teoría elemental del pandeo, arriostramiento, rigidez y desplazamiento. Tablas y ejemplos.*

## 5.1 VIGAS

### 5.1.1 Introducción

Llamaremos viga, a aquel miembro estructural sujeto indistintamente a cargas axiales (tensión o compresión) y momentos flexionantes (en su inercia mayor), conectada exclusivamente para transmitir fuerzas cortantes (construcción tipo 2, ver tabla 2.2.5.*a*).

Para el diseño de algunos tipos de vigas, así como las de la estructura de de ejemplo, seguiremos el diagrama de flujo lógico, indicado en las tablas que se muestran en el esquema siguiente:

| *Miembros estructurales* | *Diseño por carga axial P* | *Diseño por flexión Mx* | *Diseño por Flexión My* |
|---|---|---|---|
| IPS, H, IPR, IPC | 5.1.3.*a* | 5.1.3.*b* | 5.1.3.*c* |
| TPS | 5.1.3.*e* | 5.1.3.*f* | 5.1.3.*g* |
| CPS | 5.1.3.*h* | 5.1.3.*i* | 5.1.3.*i* |
| APS | 5.1.3.*j* | 5.1.3.*j* | 5.1.3.*j* |
| Caja (hueca o sólida) | 5.1.3*k* | 5.1.3.*l* | 5.1.3.*l* |
| Circular (hueca o sólida) | 5.1.3.*m* | 5.1.3.*n* | 5.1.3.*n* |

### 5.1.2 Ejemplos de diseño

*1. DISEÑO DE ANGULOS COMO VIGAS – COLUMNA O TRABES – COLUMNA*

Por lo general, un ángulo solo no debe emplearse como viga; sin embargo, cuando forma parte de una armadura sencilla, y los largueros no coinciden con los nudos, tenemos una viga a flexocompresión.

Debido a los elementos mecánicos actuando, un ángulo debe analizarse considerando sus ejes principales, para los cuales, los esfuerzos actuantes, se incrementan considerablemente.

Para los requerimientos mínimos de deflexiones, debido a dichos ejes principales, las flechas deben calcularse empleando el producto de inercia en vez del momento de inercia (*Ixy* en vez de *Ix*).

Para cumplir los requerimientos de pandeo local y lateral, el AISC recomienda una longitud no arriostrada no mayor de $637.122b/\sqrt{Fy}$ (sección 1.5.1.4.5.2.*b* AISC).

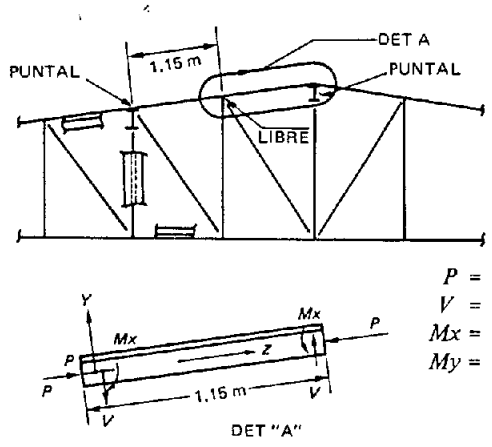
*Ejemplo No. 1*

Diseñar un ángulo, como el que muestra la figura 5.1.2.*a* en 4 diferentes posiciones, calculándolo indistintamente con o sin ejes principales; material A-36.

www.elsolucionario.org



*Paso 1. Obtención de elementos mecánicos*




$P = -5.00$ ton
$V = 0.25$ ton
$Mx = -.13$ ton-m
$My = 0.00$

**Figura 5.1.2.*a*** Ejemplo típico para diseño de ángulos.

*Paso 2. Sección preliminar*

*a*) Sea un ángulo APS 102 × 6

| | | | |
|---|---|---|---|
| A | = | 12.52 cm² | |
| Ix | = | 126.53 cm⁴ | = Iy |
| Sx | = | 17.21 cm³ | |
| x | = | 2.77 cm | = y |
| $r_{mín}$ | = | 2.02 cm | |
| rx | = | 3.18 cm | = ry |

*b*) Chequeo Sección Propuesta

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{fb_x}{Fb_x} = \Big]_{0.95}^{1.15}$$

$$\frac{\frac{5000}{12.52}}{950} + \frac{\frac{13000}{17.21}}{1500} = 0.92 < .95 < 1.15$$ OK. se acepta la sección preliminar APS 102 × 6



*Paso 3. Revisión de la sección propuesta*

*a*) Obtención de esfuerzos por compresión axial.

- Esfuerzos actuantes

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{5000}{12.52} = 399.36 \text{ Kg/cm}^2$$

- Esfuerzos resistentes o permisibles (tabla 5.1.3.*j*).

$$\frac{b}{c} = \frac{10.16}{0.635} = 16 > 12.67 < 25.83$$

$$Qs = 1.34 - 0.000533 \left(\frac{b}{c}\right)\sqrt{Fy}$$

$$= 1.34 - 0.000533\ (16)\ \sqrt{2530}$$
$$= 0.91$$

$$Cc = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Qs\ Fy}} = \sqrt{\frac{2 \times 3.1416^2 \times 2100000}{0.91 \times 2530}} = 134.18$$

$P = -5000 < 0$ es compresión axial

Plano *YZ* $L = 115$ cm longitud libre de pandeo
$r = 2.02$ cm radio de giro mínimo $r_z$
$K = 1.00$ (tipo)

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.00 \times 115}{2.02} = 56.93$$

Plano *XZ* $L = 230$ cm longitud libre de pandeo
$r = 3.18$ cm radio de giro $r_x$ por soporte lateral intermedio
$KL/r = 1.00 \times 230/3.18 = 72.33$ rige

$$\frac{KL}{r} < Cc \quad 72.33 < 134.18$$

$$Fa = \frac{\left[1 - \frac{(KL/r^2)}{2\ Cc^2}\right] QsF_y}{\frac{5}{3} + \frac{3\ (KL/r)}{8\ Cc} - \frac{(KL/r)^3}{8\ Cc^3}} = \frac{\left[1 - \frac{(72.33)^2}{2\ (134.18)^2}\right] 0.91 \times 2530}{\frac{5}{3} + \frac{3 \times 72.33}{8 \times 134.18} - \frac{(72.33)^3}{8\ (134.18)^3}} =$$

$= 1064.12$ Kg/cm²

$fa < Fa$ 399.36 Kg/cm² < 1064.12 Kg/cm² ¡correcto!

*b*) Obtención de esfuerzos por flexión (tensión o compresión por flexión).

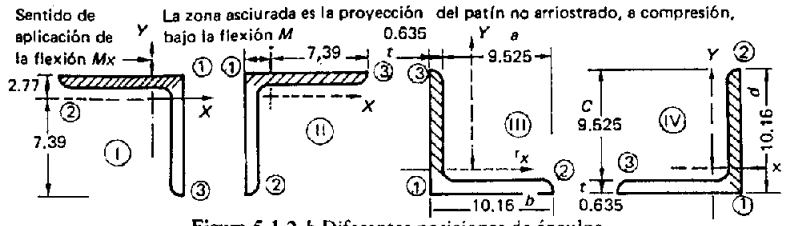



**Figura 5.1.2.*b*** Diferentes posiciones de ángulos.

- Esfuerzo actuante de flexión sin considerar ejes principales.

  – Expresión general $fb = \dfrac{Mx\ Y}{I}$

I
$$fb_1 = fb_2 = \frac{(-13000)\ 2.77}{126.53} = -284.60\ \text{kg/cm}^2$$
$$fb_3 = \frac{(-13000)(-7.39)}{126.53} = +759.27\ \text{Kg/cm}^2$$

II
$$fb_1 = fb_3 = -284.60\ \text{Kg/cm}^2 \quad \text{compresión}$$
$$fb_2 = +759.27\ \text{Kg/cm}^2 \quad \text{tensión}$$

III
$$fb_3 = -759.27\ \text{Kg/cm}^2 \quad \text{caso crítico (rige)}$$
$$fb_1 = fb_2 = +284.60\ \text{Kg/cm}^2$$

IV
$$fb_2 = -759.27\ \text{Kg/cm}^2 \quad \text{caso crítico (rige)}$$
$$fb_1 = fb_3 = +284.60\ \text{Kg/cm}^2$$

- Esfuerzo actuante de flexión considerando ejes principales.

  – Expresiones generales (inclusive para ángulos de lados desiguales).

$$Ixy = \text{Producto de inercia} = \pm\frac{a\ b\ c\ d\ t}{4\ (b+c)} = \frac{\overline{9.525^2} \times \overline{10.16^2} \times 0.635}{4\ (10.16+9.525)} =$$

$$\pm\ 75.33\ \text{cm}^4$$

$Ixy$ es negativo cuando el vértice 1 se encuentra en el 1er. y 3er. cuadrantes, y positivo cuando se localiza en el 2o y 4o cuadrantes.

$$Imx = \frac{\text{momento de inercia}}{\text{modificado en } x} = \frac{IxIy - I^2xy}{Ix} = \frac{\overline{126.53^2} - (75.33)^2}{126.53} =$$

$$81.68\ \text{cm}^4$$



$$Imy = \frac{\text{momento de inercia}}{\text{modificado en y}} = \frac{IxIy - I^2xy}{Iy} \quad (\text{por } Ix = Iy) = 81.68\ \text{cm}^4$$

$$fx = \frac{Mx}{Imx}\left(y - \frac{Ixy}{Iy}\ x\right) \text{y}\quad fy = \frac{My}{Imy}\left(x - \frac{Ixy}{Ix}\ y\right)$$

En las expresiones anteriores, si $Ixy = 0$ $\quad f = \dfrac{MY}{I}$.

I
$$f_1 = \frac{(-13000)}{81.68}\left[(2.77) - \frac{(-75.33)}{126.53}(-2.77)\right] = -703.34\ \text{Kg/cm}^2$$
$$f_2 = \frac{(-13000)}{81.68}\left[(2.77) - \frac{(-75.33)}{126.53}(-7.39)\right] = 259.37\ \text{Kg/cm}^2$$
$$f_3 = \frac{(-13000)}{81.68}\left[(-7.39) - \frac{(-75.33)}{126.53}(2.77)\right] = 913.70\ \text{Kg/cm}^2$$

II
$$f_1 = \frac{(-13000)}{81.68}\left[(2.77) - \frac{(75.33)}{126.53}(-2.77)\right] = -703.34\ \text{Kg/cm}^2$$
$$f_2 = \frac{(-13000)}{81.68}\left[(-7.39) - \frac{(75.33)}{126.33}(-2.77)\right] = 913.70\ \text{Kg/cm}^2$$
$$f_3 = \frac{(-13000)}{81.68}\left[(2.77) - \frac{(75.33)}{126.53}(7.39)\right] = 259.37\ \text{Kg/cm}^2$$

III
$$f_1 = \frac{(-13000)}{81.68}\left[(-2.77) - \frac{(-75.33)}{126.53}(-2.77)\right] = 703.34\ \text{Kg/cm}^2$$
$$f_2 = \frac{(-13000)}{81.68}\left[(-2.77) - \frac{(-75.33)}{126.53}(7.39)\right] = -259.37\ \text{Kg/cm}^2$$
$$f_3 = \frac{(-13000)}{81.68}\left[(7.39) - \frac{(-75.33)}{126.53}(-2.77)\right] = -913.70\ \text{Kg/cm}^2 \text{ rige}$$

IV
$$f_1 = \frac{(-13000)}{81.68}\left[(-2.77) - \frac{(75.33)}{126.53}(2.77)\right] = 703.34\ \text{Kg/cm}^2$$
$$f_2 = \frac{(-13000)}{81.68}\left[(7.39) - \frac{(75.33)}{126.53}(2.77)\right] = -913.70\ \text{Kg/cm}^2 \text{ rige}$$
$$f_3 = \frac{(-13000)}{81.68}\left[(-2.77) - \frac{(75.33)}{126.53}(-7.39)\right] = -259.37\ \text{Kg/cm}^2$$

$$\%\ \text{Incremento} = \frac{fb\ \text{ejes principales}}{fb\ \text{sin ejes principales}} = \frac{-913.70}{-759.27} = 1.20\ (20\%\ \text{adicional}).$$

Lo cual demuestra que si se diseña un ángulo sin considerar sus ejes principales, los esfuerzos actuantes deben incrementarse un 20%.

- Esfuerzo permisible de flexión (tabla 5.1.3.*j*).

$Lb = 12.67b = 12.67 \times 10.16 = 128.73 \text{ cm} > L$
$Fb_x = 0.60\ Qs\ Fy = 0.60 \times 0.91 \times 2530 = 1381.38 \text{ kg/cm}^2$

*c*) Revisión por flexocompresión

Espec. AISC sección 1.6

$fa = 399.36 \text{ Kg/cm}^2$, $Fa = 1064.12 \text{ Kg/cm}^2$ — compresión axial
$fb_x = -703.34 \text{ Kg/cm}^2$, $Fb_x = 1381.38 \text{ Kg/cm}^2$ — flexión (compresión p/flexión)

$$F'e_x = \frac{12\pi^2 EQs}{23\left(\frac{KL}{rb}\right)^2} = \frac{12 \times \overline{3.1416}^2 \times 2100000 \times 0.91}{23\ (72.33)^2} = 1880.95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{399.36}{1064.12} = 0.375 > 0.15 \quad \text{entonces}$$

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{Cm \times fb_x}{\left(1 - \frac{fa}{F'e_x}\right) Fb_x} = 0.375 + \frac{0.85 \times 703.34}{\left(1 - \frac{399.36}{1880.95}\right) 1381.38} = 0.92 < 1.00 \quad \text{OK}$$

$$\frac{fa}{0.6Fy\ Q_s} + \frac{fbx}{Fbx} = \frac{399.36}{1064.12} + \frac{703.34}{1381.38} = 0.88 < 1.00 \quad \text{OK}$$

*d*) Conclusión

- El ángulo 4" × 1/4" es satisfactorio.

*Comentarios*

1. Si el ángulo hubiese sido colocado en la posición III o IV, tendríamos:

$$\frac{399.36}{1064.12} + \frac{913.70}{1381.38} = 1.04 \approx 1.00, \text{ aún sería satisfactorio.}$$

2. Si se quisiera revisar para el esfuerzo máximo de tensión, se tendría:

$$\frac{fa}{0.6FyQs} + \frac{fb}{0.6Fy} = \frac{399.36}{1064.12} + \frac{913.70}{1518} = 0.98 < 1.00 \quad \text{OK}$$



Y se comprueba que es más crítica la revisión de compresión por flexión, en vez de tensión por flexión.

## 2. *DISEÑO DE TES COMO VIGAS – COLUMNA O TRABES – COLUMNAS*

Por lo general, una te no debe emplearse como viga; sin embargo, cuando forma parte de una armadura, cuando en la cuerda superior se tienen cargas concentradas por largueros de cubierta o cuando se estructuran en la cuerda inferior y soportan cargas de equipo (transportadores, pasillos, etc.), tenemos una viga a flexocompresión o flexotensión.

Para cumplir los requerimientos de pandeo local y lateral, el AISC recomienda, para una te cuya posición de carga sea similar a un ángulo, que la longitud no arriostrada, no exceda de $637.122b/\sqrt{Fy}$.

*Ejemplo No. 2*

Diseñar una te, como la que se muestra en la figura 5.1.2.*c* en 4 diferentes posiciones.

*Paso 1. Obtención de los elementos mecánicos*

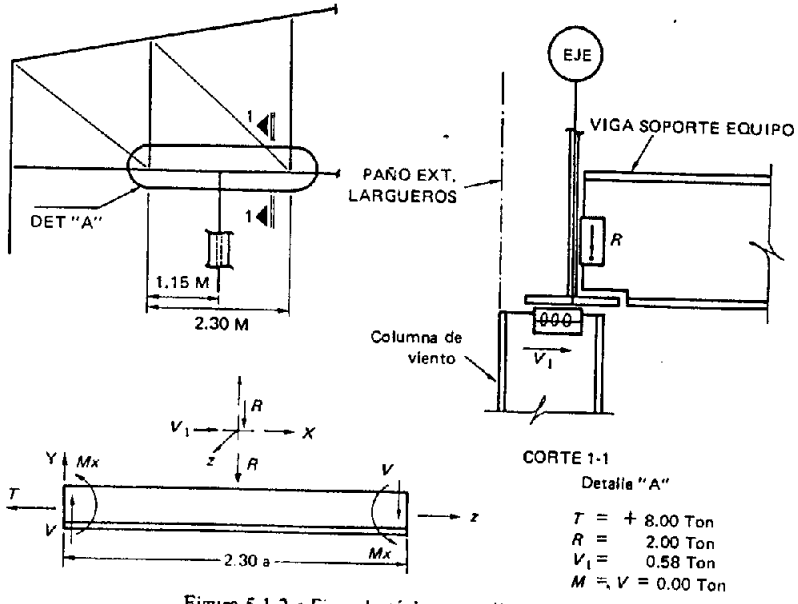


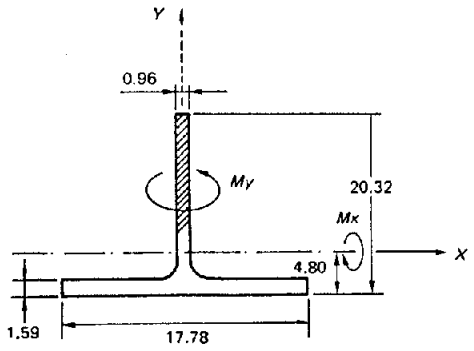

Figura 5.1.2.*c* Ejemplo típico para diseño de tes.

www.elsolucionario.org



*Paso 2. Sección preliminar*

Sea la te 203 X 178 X TPS 37.25




$A = 47.42\ cm^2$
$Ix = 1756\ cm^4$
$Sx = 110\ cm^3$
$rx = 6.09\ cm$
$y = 4.80\ cm$

$Iy = 724.00\ cm^4$
$Sy = 80\ cm^3$
$ry = 3.91\ cm$
$rb = 4.91\ cm$

**Figura 5.1.2.*d***

$$Mx = \frac{RL}{4} = \frac{2.00 \times 2.3}{4} = 1.15 \text{ ton-m}$$

$$My = \frac{V_1 L}{4} = \frac{0.58 \times 2.3}{4} = 0.33 \text{ ton-m}$$

- Revisión de la sección propuesta.

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{fb_x}{Fb_x} + \frac{fb_y}{Fn_y} \leq \begin{matrix}1.15\\0.95\end{matrix}$$

$$\frac{\frac{8000}{47.42}}{1500} + \frac{\frac{115000}{110}}{1500} + \frac{\frac{33000}{80}}{1500} = 1.08 > 0.95 > 1.15 \text{ OK}$$

Se acepta la sección preliminar 203 X 178 TPS 37.25

*Paso 3. Revisión de la sección propuesta*

*a*) Esfuerzos por tensión axial.

- Esfuerzos actuantes $fa = \frac{T}{A} = \frac{8000}{47.42} = 168.71\ Kg/cm^2$
- Esfuerzos permisibles (tabla 5.1.3.*e*).



¿Tensión? ¡Sí! $\frac{KL}{r} = \frac{1.00 \times 230}{3.91} = 58.82 < 240$

Espec. 1.5.1.1 $F_T = 0.60\ Fy = 0.60 \times 2530 = 1518.00\ Kg/cm^2$

*b*) Esfuerzos por flexión (tensión o compresión por flexión).

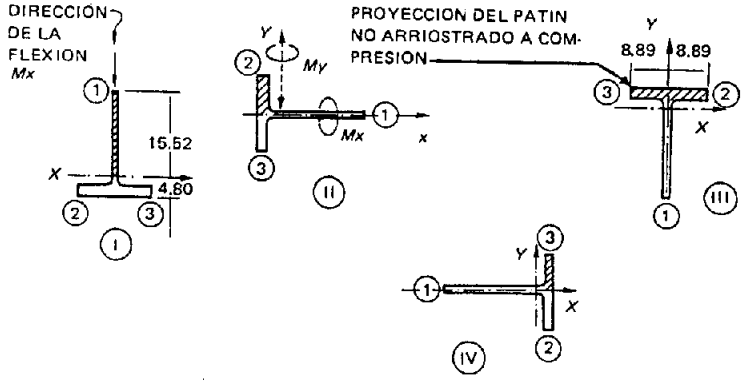



**Figura 5.1.2.*e*** Diferentes posiciones de tes.

- Esfuerzos actuantes $f = \frac{My}{I}$ expresión general $\begin{matrix}Mx = \mp 1.15\ \text{T-m}\\My = 0.33\ \text{T-m}\end{matrix}$

I
$fb_{x\,1} = \frac{(-115000)}{1756}\ 15.52 = -1016.40$
$fb_{x\,2=3} = \frac{(-11500)}{1756}\ (-4.80) = 314.35$

II
$fb_{x\,1} = \frac{(-115000)}{724}\ (0.00) = 0.00$
$fb_{x\,2=3} = \frac{(-115000)}{724}\ (\mp 8.89) = \mp 1421.09$

III
$fb_{x\,1} = \frac{(-115000)}{1756}\ (-15.52) = 1016.40$
$fb_{x\,2=3} = \frac{(-115000)}{1756}\ (4.80) = -314.35$

IV
$fb_{x\,1} = \frac{(-115000)}{724}\ (0.00) = 0.00$
$fb_{x\,2=3} = \frac{(-11500)}{724}\ (\mp 8.89) = \mp 1421.09$

$$\text{I}\begin{cases} fb_{y\,1} = \dfrac{(33000)}{724}(0.0) = 0.00 \\ fb_{y\,2=3} = \dfrac{(33000)}{724}(\mp 8.89) = \mp 405.21 \end{cases}$$

$$\text{II}\begin{cases} fb_{y\,1} = \dfrac{(33000)}{1756}(15.52) = +\ 291.66 \\ fb_{y\,2=3} = \dfrac{(33000)}{1756}(-4.80) = -\ 90.21 \end{cases}$$

$$\text{III}\begin{cases} fb_{y\,1} = \dfrac{(33000)}{724}(0) = 0.00 \\ fb_{y\,3} = \dfrac{(33000)}{724}(\pm 8.89) = \pm 405.21 \end{cases}$$

$$\text{IV}\begin{cases} fb_{y\,1} = \dfrac{(33000)}{1756}(-15.52) = -291.66 \\ fb_{y\,2=3} = \dfrac{(33000)}{1756}(4.80) = 90.21 \end{cases}$$

- Esfuerzos permisibles de flexión o resistentes. (Tablas 5.1.3.*f*) posición I :

Dirección *Y* $Lb_x$ = 115 cm

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{b}{d} = \dfrac{17.78}{20.32} = 0.875 > 0.50 \\ \dfrac{c}{t} = \dfrac{1.59}{0.96} = 1.66 > 1.10 \end{array}\right\} \quad b = 17.78 \text{ cm},\ d = 20.32 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{t} = \frac{20.32}{0.96} = 21.17 \leqslant 21.17 \qquad Qs = 1.00$$

$Lb = 12.67d = 12.67 \times 20.32 = 257.45$ cm

$Lb < Lb_x$ 257.45 < 115 ¡NO! Entonces,

$Fb_x = 0.6\,FyQs = 0.6 \times 2530 \times 1.00 = 1518$ Kg/cm²

Dirección *x* $Lby$ = 230 cm

$$\frac{b}{2c} = \frac{17.78}{2 \times 1.59} = 5.59 < 15.83 \quad Qs\ x = 1.00$$

$$Lb = 12.67\frac{b}{2} = 12.67 \times 17.78 = 225.27 \text{ cm}$$

$Lb$ < Ly 225.27 < 230 ¡Sí! Entonces, $Fb$ debe reducirse.



El comentario a la especificación AISC (sección 1.5.1.4.5), no indica la reducción por exceder los límites de longitud no arriostrada, y es lógico que se presenten problemas torsionantes; sin embargo, haremos una reducción lineal propuesta por el autor.

$$Fb_y = 1.5\frac{l_{máx}}{l_y}(.6\,Fy)Qs = 1.50\,\frac{225.27}{230}\,0.6 \times 2530 \times 1.00 = 2230.17 \text{ Kg/cm}^2$$

$\leqslant 0.6\,Fy$ usar $Fb_y$ = 1518.00 kg/cm2

Posición II:

Dirección *Y*

¿$Lb < Lb_x$ 112.64 < 115? ¡Sí!

$$\frac{b}{2c} = \frac{17.78}{2 \times 1.59} = 5.59 < 15.83$$

$$Fb_x = 1.5\,\frac{112.64}{115}\,2530 \times 1.0 = 3717.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fb_x = 0.6 \times 2530 \times 1.00 = 1518.00 \text{ Kg/cm}^2$$

Dirección *x*

$$\frac{b}{2c} = \frac{17.78}{2 \times 1.59} = 5.59 < 15.83$$

Espec. AISC 1.5.1.4 $Lb_y = 230\dfrac{fb}{Fy} = \dfrac{\frac{33000}{110}}{2530} = 0.119$

$d/T \leqslant 5365.238/\sqrt{Fy}\,(1-3.74 \times 0.119)\ 21.17 < 59.19$

$Lb = 12.67\,b = 12.67 \times 17.78 = 225.27$ ¿$Lb < Lb_y$?

¿225.27 < 230? ¡Sí!

$\dfrac{b}{2c} < 15.83$ ¡Sí! Qs = 1.00

$$Fb_y = \frac{843672\,bc}{Lb_y d}Qs = \frac{843672 \times 17.78 \times 1.59 \times 1.00}{230 \times 20.32} = 5103.30 \text{ Kg/cm}^2$$

usar $Fb_y$ = 1518.00 Kg/cm²

Posición III:

Dirección $Y$

$Lb_x = 115.00$

$$\frac{fb}{Fy} = \frac{\frac{115000}{110}}{2530} = 0.413 > 0.16$$

$$\frac{d}{t} = \frac{20.32}{0.96} = 21.17 < 42.83$$

$Lb = 12.67 \times 17.78$

$= 225.27 > 115$

$$225.27 < \frac{1405\ 555.556 \times 17.78 \times 1.59}{20.32 \times 2530}$$

$$225.27 < 772.92 \frac{b}{2c} = \frac{17.78}{2 \times 2.59} = 5.59 < 15.83$$

$$Fb_x = \frac{843672 \times 17.78 \times 1.59}{115 \times 20.32} = 10206.60$$

Dirección $X$

$Lb_y = 230$ usar $Fb_x = 1518.00$ kg

$Lb = 12.67 \times 17.78 = 225.27$ cm²

$$\frac{b}{2c} = \frac{17.78}{2 \times 1.59} = 5.59 < 15.83$$

$Lb < Ly$

$825.27 < 230$

$$Fb_y = 1.50\left(\frac{225.27}{230}\right)0.6 \times 2530 = 2230.17 \text{Kg/cm}^2$$

Usar $Fb_y = 1518.00$ km/cm²



Posición IV:

Dirección $Y$

$Lb_x = 115$ (tabla 5.1.3.*g*)

$$\frac{b}{d}, \frac{c}{t}, \frac{b}{2c}$$

$$Lb = 12.67 \times \frac{17.78}{2} = 112.64 \text{ cm}$$

$Lb < Lb_x$ si $Fb_x = 1.5 \frac{112.64}{115}\ 0.6 \times 2530 = 2230.27$ Kg/cm²

$Fb_x = 1518.00$

Dirección $X$

$Lb_y = 230$ (tabla 5.1.3.*f*)

$$\frac{b}{d}, \frac{c}{t}, \frac{d}{t}$$

$Lb = 12.67 \times 20.32 = 257.45$

$Lb < L$ No $Fb_y = 0.6 \times 2530 = 1518.00$

*c*) Revisión por flexotensión.

Posición I:

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{168.71}{1518.00} = 0.11 < 0.15$$

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{fb_x}{Fb_x} + \frac{fby}{Fb_y} \leqslant 1.00$$

$fa = 168.71$ Kg/cm²
$F = 1518.00$ Kg/cm²
$fb_x = 1016.40$ Kg/cm²
$Fb_x = 1518.00$ Kg/cm²
$fb_y = 405.21$ Kg/cm²
$Fby = 1518.00$ Kg/cm²

$$0.11 + \frac{1016.40}{1518.00} + \frac{405.21}{1518.00} = 1.05 > 1.00$$

www.elsolucionario.org



Posibles soluciones:

*a*) Aumentar la sección sin revisión adicional excepto que cumpla con AISC 1.9.
*b*) Arriostrar la longitud de 2.30 en $l = 1.15$ m por medio de un contraviento vertical.
*c*) Aceptar el perfil propuesto; esta solución es la más adecuada.

Posición II:

$fa = 168.71$ Kg/cm²
$Fa = 1518.00$ Kg/cm²
$fb_x = 1412.09$ Kg/cm²
$Fb_x = 1518.00$ Kg/cm²
$fby = 90.21$ Kg/cm²
$Fb_y = 1518.00$ Kg/cm²

$$0.11 + \frac{1412.09}{1518.00} + \frac{90.21}{1518.00} = 1.10 > 1$$

Posición III:

$fa = 168.71$ Kg/cm²
$Fa = 1518.00$ Kg/cm²
$fb_x = 314.35$ Kg/cm²
$Fb_x = 1518.00$ Kg/cm²
$fb_y = 405.21$ Kg/cm²
$Fb_y = 1518.00$ Kg/cm²

$$0.11 + \frac{314.35}{1518.00} + \frac{405.21}{1518.00} = 0.58 < 1.00$$

Posición IV:

$$0.11 + \frac{1412.09 + 291.66}{1518} = 1.23 > 1.00$$

*d*) Conclusión: se acepta la sección 203 X 178 TPS 37.25.

## 3. *DISEÑO DE ANGULOS DOBLES (ESPALDA/ESPALDA) COMO VIGAS–COLUMNAS Y TRABES–COLUMNAS*

La especificación AISC 1.9.1.2 establece la diferencia para ángulos espalda con espalda, aquéllos unidos con placas separadoras y los que están en contacto mediante soldadura.



En estos ejemplos, vamos a referirnos al caso más común, que son, por su facilidad de construcción y montaje, los que se encuentran espalda con espalda unidos con placas separadoras.

Estos perfiles son muy comunes en cuerdas de armaduras, o como contravientos o puntales, y cuando soportan cargas concentradas de largueros o equipos, deberán ser diseñados como miembros a flexocompresión o flextensión.

*Ejemplo No. 3.*

Diseñar un contraventeo tipo ⊓⊏ (diagonal en Λ ), y que por necesidades del proceso, debe soportar una carga adicional de una tubería de agua de 8"$\phi$ , según la figura 5.1.2.*f*.

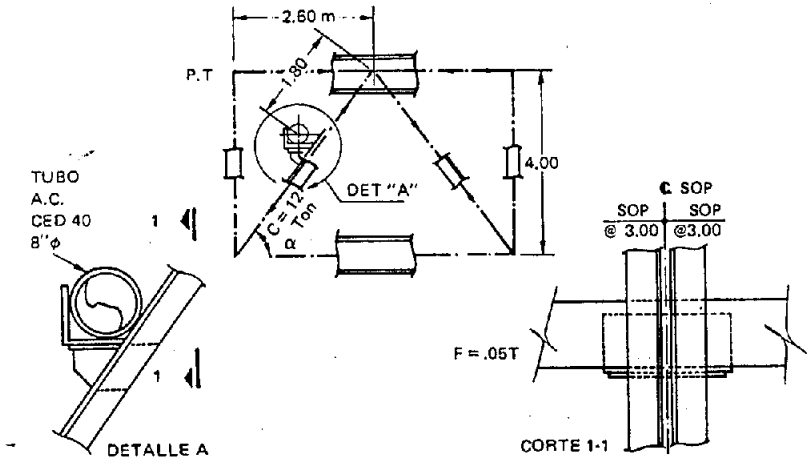



**Figura 5.1.2.*f***

*Paso 1. Obtención de elementos mecánicos*

Peso tubería y líquido.

Tubo A.C. Ced. 40 $0.0425$ T/m X 6 m = 0.26 ton

Líquido 1.00 T/m³ X $\frac{3.1416 \times 0.203^2}{4}$ = 0.02 ton

0.28 ton

$\alpha = \text{Ang tan}\left(\frac{4.00}{2.60}\right) = 56.98°$

$L_{Total} = \sqrt{2.6^2 + 4.00^2} = 4.77$ m

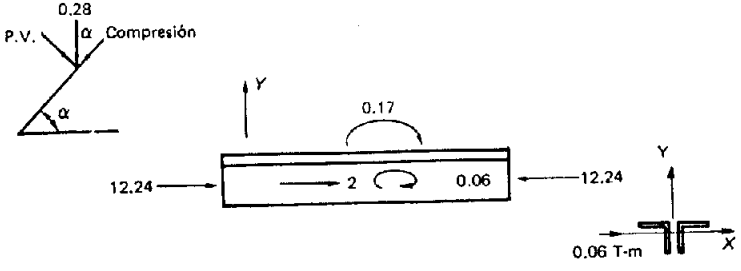
$C_{COMPR}$ = 12.00 Ton + 0.28 Sen $\alpha$ = 12.24 Ton

$P_{VERT}$ = 0.28 Cos $\alpha$ = .28 Cos 56.98 = 0.15 Ton

$M_{VERT}$ = P.V $ab/L = \dfrac{0.15 \times 1.8 \times 2.97}{4.77}$ = 0.17 T-m

$M_y$ = 0.05 × 1.8 × 2.97/4.77 = 0.06 T-m

$\dfrac{Kx\,Lx}{rx} = \dfrac{Ky\,Ly}{ry} = 200 \quad r = \dfrac{KL}{200} = \dfrac{1.00 \times 477}{200}$ = 2.39 cm MIN




*Nota*: para diseño de placas separadoras, ver inciso No. 5.3 contravientos.

*Paso 2. Sección preliminar*

Sea la sección ⌐|⌐ 4" × 3/8" $r$ = 3.12 > 2.39 cm

AISC 1.9 $\dfrac{b}{t} = \dfrac{10.16}{0.95}$ = 10.69 < 12.67 $Qa = Qs$ = 1.00

*Paso 3. Revisión de la sección* (tabla 5.1.3.*j*)

$fa = \dfrac{P}{A} = \dfrac{12\,240}{36.90}$ = 331.71 Kg/cm²

$\dfrac{KL}{r} = \dfrac{1.00 \times 477}{3.12}$ = 152.88 < 200

$Fa = \dfrac{12\,\pi^2 E}{23\,(KL/r)^2} \Big/ \left(1.6 - \dfrac{l}{200\,r}\right) = \dfrac{12 \times 3.1416^2 \times 2100000}{23\,(152.88)^2} \Big/$

$\left(1.6 - \dfrac{470}{200 \times 3.12}\right)$ = 553.71 Kg/cm²

$fbx = \dfrac{Mx}{Sx} = \dfrac{17000}{49.98}$ = 340.14 Kg/cm²



Suponiendo que el soporte del tubo da soporte al patín de compresión, $Fb$ = 0.6 $Fy$ si la longitud arriostrada no excede de $Lb = 637.12\ b/\sqrt{Fy}$ ó 637.12 × 10.16/$\sqrt{2530}$ = 128.69 cm, de otra forma, el esfuerzo puede reducirse a:

$Fb_x = 1.5\left(\dfrac{1.29}{4.77 - 1.8}\right) 0.6 \times 2530 = Fb_y$ Espec. 1.5.1.4.3.2.*b*

= 989 Kg/cm² (proposición del autor)

$fb_y = \dfrac{6000}{49.98}$ = 120.05 Kg/cm²

$\dfrac{331.71}{553.71} + \dfrac{0.85\,(340.14 + 120.05)}{\left(1 - \dfrac{331.71}{553.71}\right) 989.00} = 0.99 < 1.00$

$\dfrac{331.71}{0.6 \times 2530} + \left(\dfrac{340.14 + 120.05}{989.00}\right) = 0.68 < 1.00$

Conclusión: los ángulos ⌐|⌐ 4" × 3/8" son satisfactorios.

## 4. *DISEÑO DE CANALES COMO VIGAS – COLUMNA O TRABES – COLUMNA*

Por lo general, una sección canal o una canal, no debe utilizarse como viga-columna o trabe-columna, debido a que las cargas aplicadas no coinciden con su centro de cargas (cortante) y presenta problemas de torsión.

Su uso se limita a vigas de borde (construcción tipo 2), alfardas de escaleras y soportes de equipo muy ligeros, puesto que es una sección no compacta; el perfil comúnmente usado como alfarda de escalera es CPS – 8" × 17.11.

Para vigas sin soporte lateral (no para escaleras), ver tablas 5.1.3.*h* y 5.1.3.*i*.

*Ejemplo No. 4.*

Diseñar una alfarda de escalera, como la indicada en la figura 5.1.2.*g* para una carga viva de 500 Kg/m² y $Cs$ = 0.10

*Paso 1. Obtención de los elementos mecánicos*

$P.P.$ = 0.05 T/m²
$C.V.$ = 0.50
$W_T$ = 0.55 T/m²

$\alpha$ = Ang. tan $\dfrac{2.145}{2.750}$ = 37.954°

$L = \sqrt{2.145^2 + 2.75^2}$ = 3.488 m

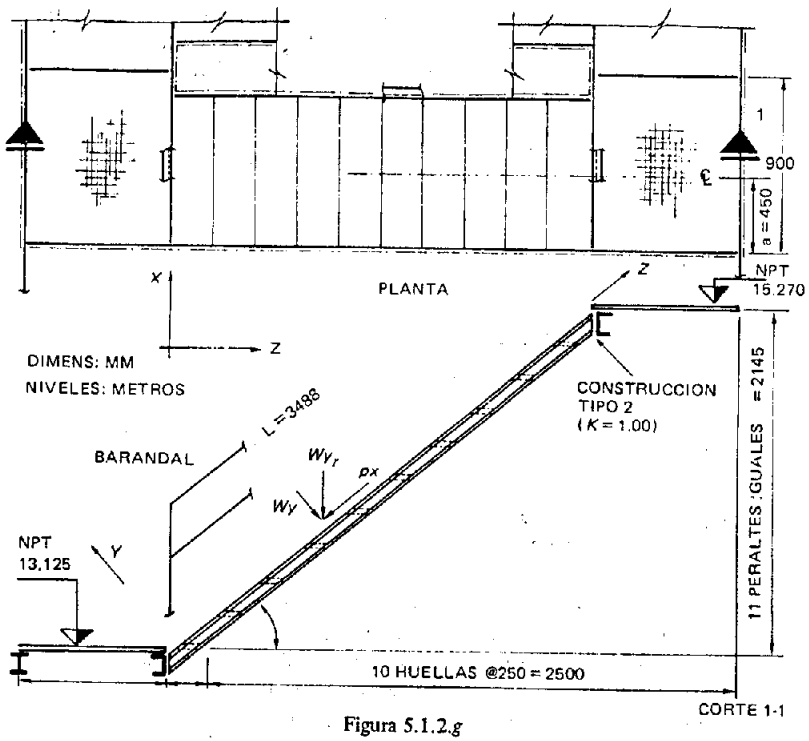



Figura 5.1.2.*g*

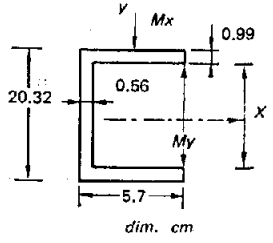
Cálculo de elementos mecánicos

$Wy_t = W_T a = 0.55 \times 0.45 = 0.25$ T/m
$Wy = Wy_T \text{ sen } \alpha = 0.26 \times \text{sen } \alpha = 0.16$ T/m
$M_x = WyL^2/8 = 0.16 \times 3.49^2/8 = 0.24$ T-m
$Px = W_T aL \text{ Cos } \alpha = .55 \times .45 \times 3.49 \text{Cos } \alpha = 0.68$ Ton
$Wz = CsW_T a = 0.10 \times .55 \times .45 = 0.02$ T/m
$My = Wz\, L^2/8 = 0.02 \times 3.49^2/8 = 0.03$ T-m

*Paso 2 Sección preliminar*

- Sea la sección 203 CPS 17.11

$A = 21.61$ cm²
$Sx = 132.30$ cm³
$Sy = 13.00$ cm³








Se revisará como columna a flexocompresión biaxial.

*Paso 3. Revisión de la sección propuesta*

*a*) Compresión por caga axial (tabla 5.1.3.*h*)

$\frac{b}{d} = \frac{5.7}{20.32} = 0.28 < 0.5 \qquad \frac{c}{t} = \frac{0.99}{0.56} = 1.77 < 2.00$

$\frac{b}{c} = \frac{5.7}{0.99} = 5.76 < 15.83 \qquad \frac{h}{t} = \frac{20.32 - 2 \times .99}{0.56} = 32.75 < 42.17$

entonces $Qs = Qa = 1.00$

$Cc = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Fy}} = \sqrt{\frac{2 \times 3.1416^2 \times 2100000}{2530}} = 128.00$

Compresión → ¡sí!

$\frac{Kx\,Lx}{rx} = \frac{1.00 \times 349}{7.89}$ ← Long. arriost a 349 $= 44.23 < 200$ rige

$\frac{KzLz}{rz} = \frac{1.00 \times 25}{1.60}$ ← Long. arriostr. @ 25 $= 15.63$

¿$\frac{KL}{r} < Cc$? ¿$44.23 < 128.00$? ¡sí!

$$Fa = \frac{QsQa\left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2\,Cc^2}\right] Fy}{\frac{5}{3} + \frac{3\,(KL/r)}{8\,Cc} - \frac{(KL/r)^3}{8\,Cc^3}}$$

$$= \frac{1.0 \times 1.0\left[1 - \frac{(44.23)^2}{2 \times 128^2}\right] 2530}{\frac{5}{3} + \frac{3 \times 44.23}{8 \times 128} - \frac{(44.23)^3}{8 \times 128^3}}$$

$= 1328.22$ Kg/cm²

$fa = \frac{Px}{A} = \frac{680 \text{ Kg}}{21.61 \text{cm}^2} = 31.47$ Kg/cm²

$\frac{fa}{Fa} = \frac{31.47}{1328.22} = 0.024 < 0.15 \quad Fa < Fa \quad \frac{fa}{Fa} = 0.024$ ¡OK!

www.elsolucionario.org



*b*) Compresión por flexión en inercia mayor (tabla 5.1.3.*i*).

Cumple con requisitos $\begin{Bmatrix} b/d\ ,\ c/t \\ b/c\ ,\ h/t \end{Bmatrix}$, entonces $Qs = Qa = 1.00$ *y*:

$$Fb_x = \frac{843\,672}{Lb_x\, d}\, bc\, Qs\, Qa = \frac{843672 \times 5.7 \times 0.99 \times 1.0 \times 1.0}{\text{Long. arriostr} \rightarrow 25 \times 20.32 \text{ usar}}$$

$$= 9371.73 \text{ Kg/cm}^2$$
$$= 1518.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fb_y = \frac{Mx}{Sx} = \frac{2400}{132.30} = 181.41 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{fb_x}{Fb_x} = \frac{181.41}{1518} = 0.12$$

*c*) Compresión por flexión en inercia menor (tabla 5.1.3.*i*).

Cumple con requisitos $\begin{Bmatrix} b/d\ ,\ c/t \\ b/c\ ,\ h/t \end{Bmatrix}$, entonces $Qs = Qa \times 1.00$ *y*:

$$Lb = \frac{637.122b}{\sqrt{Fy}} = \frac{637.122 \times 5.7}{\sqrt{2530}}$$

$$= 72.20 < Lb_2 = 349.00 \text{ cm}$$

Entonces requiere una reducción propuesta por el autor

$$Fb_y = 1.5\left(\frac{Lb}{Lb_2}\right).6\, Fy\, Qs\, Qa = 1.5\left(\frac{72.2}{349}\right)0.6 \times 2530 \times 1 \times 1$$

$$= 471.06 \text{Kg/cm}^2$$

$$fb_y = \frac{Mz}{Sz} = \frac{3000}{13} = 230.77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{fb_y}{Fb_y} = \frac{230.77}{471.06} = 0.490$$

*d*) Revisión interacción.

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{fb_x}{Fb_x} + \frac{fb_y}{Fb_y} = 0.024 + 0.120 + 0.490 = 0.634 < 1.00$$



*e*) Revisión por reflexión.

$$\Delta_{\text{Perm.}} = \frac{L}{360} = \frac{349}{360} = 0.97 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\substack{\text{Máx} \\ \text{(Direc. } Y\text{)}}} = \frac{5\, W_y L^4}{384\, EI_x} = \frac{5 \times 1.6 \times (349)^4}{384 \times 2'100{,}000 \times 1344.5} = 0.11 < .97$$

$$\Delta_{\substack{\text{Máx} \\ \text{(Direc. } Z\text{)}}} = \frac{5\, W_z L^4}{384\, EI_y} = \frac{5 \times 0.2 \times (349)^4}{384 \times 2'100{,}000 \times 55.40} = 0.33 \times .97$$

*f*) Conclusión: la canal es satisfactoria 203 CPS 17.11.

### 5.1.3 Ayudas de diseño para miembros estructurales

- Introducción.

  – Debido a que los ejemplos 1 al 4 son casos muy generales, en esta sección se dará la secuela general de diseño de vigas o trabes, mediante el empleo de las tablas 5.1.3*a* hasta 5.1.3.*n*.

  – Es necesario establecer que el diseño de una viga o trabe está basado en la obtención de los esfuerzos actuantes (exteriores) y los esfuerzos permisibles (interiores o resistentes), de tal manera que su interacción sea menor que la unidad; esto es, que los permisibles sean capaces de resistir los actuantes en un margen de seguridad tal, que garantice la estabilidad de la misma.

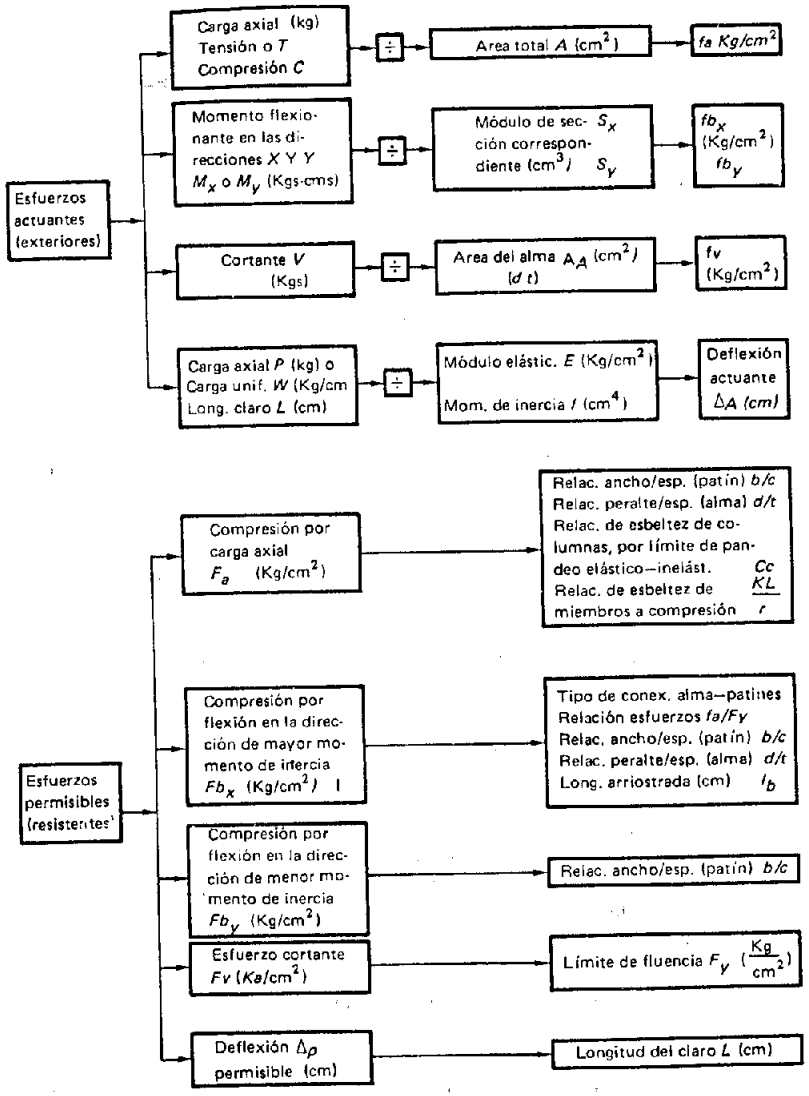
- Esfuerzos actuantes (exteriores).

  – Los esfuerzos actuantes son los elementos mecánicos de diseño (cargas axiales, cortantes y momentos flexionantes), que actúan sobre las propiedades de los miembros estructurales (área, inercias, módulos de sección, radios de giro, longitudes, etc.) produciendo en ellos esfuerzos de tensión, compresión y distorsiones denominadas pandeos (lateral y local) y deflexiones.

- Esfuerzos permisibles (resistentes o interiores).

  – Los esfuerzos permisibles como consecuencia, serán los esfuerzos de resistencia del miembro estructural, evitando que los exteriores distorsionen su estabilidad mediante la utilización de sus recursos disponibles (esbeltez, arriostramiento y relaciones ancho/espesor).

- Diagrama de esfuerzos.


Esfuerzos actuantes (exteriores)
Carga axial (kg) Tensión o T Compresión C
÷
Area total A (cm²)
fa Kg/cm²
Momento flexionante en las direcciones X Y Y Mx o My (Kgs-cms)
Módulo de sección correspondiente (cm³) Sx Sy
fbx (Kg/cm²) fby
Cortante V (Kgs)
Area del alma Aa (cm²) (d t)
fv (Kg/cm²)
Carga axial P (kg) o Carga unif. W (Kg/cm Long. claro L (cm)
Módulo elástic. E (Kg/cm²)
Mom. de inercia I (cm⁴)
Deflexión actuante Δa (cm)
Esfuerzos permisibles (resistentes)
Compresión por carga axial Fa (Kg/cm²)
Relac. ancho/esp. (patín) b/c
Relac. peralte/esp. (alma) d/t
Relac. de esbeltez de columnas, por límite de pandeo elástico—inelást. Cc
Relac. de esbeltez de miembros a compresión KL/r
Compresión por flexión en la dirección de mayor momento de inercia Fbx (Kg/cm²) I
Tipo de conex. alma—patines
Relación esfuerzos fa/Fy
Relac. ancho/esp. (patín) b/c
Relac. peralte/esp. (alma) d/t
Long. arriostrada (cm) lb
Compresión por flexión en la dirección de menor momento de inercia Fby (Kg/cm²)
Relac. ancho/esp. (patín) b/c
Esfuerzo cortante Fv (Ka/cm²)
Límite de fluencia Fy (Kg/cm²)
Deflexión Δp permisible (cm)
Longitud del claro L (cm)

$$\text{INTERACCION} = \sum \frac{\text{esfuerzos actuantes}}{\text{esfuerzos permisibles}} < 1.00$$



Tabla 5.1.3.a Diagrama de flujo para el diseño de esfuerzos de compresión en secs. I sujetos a *carga axial* de compresión o tensión.

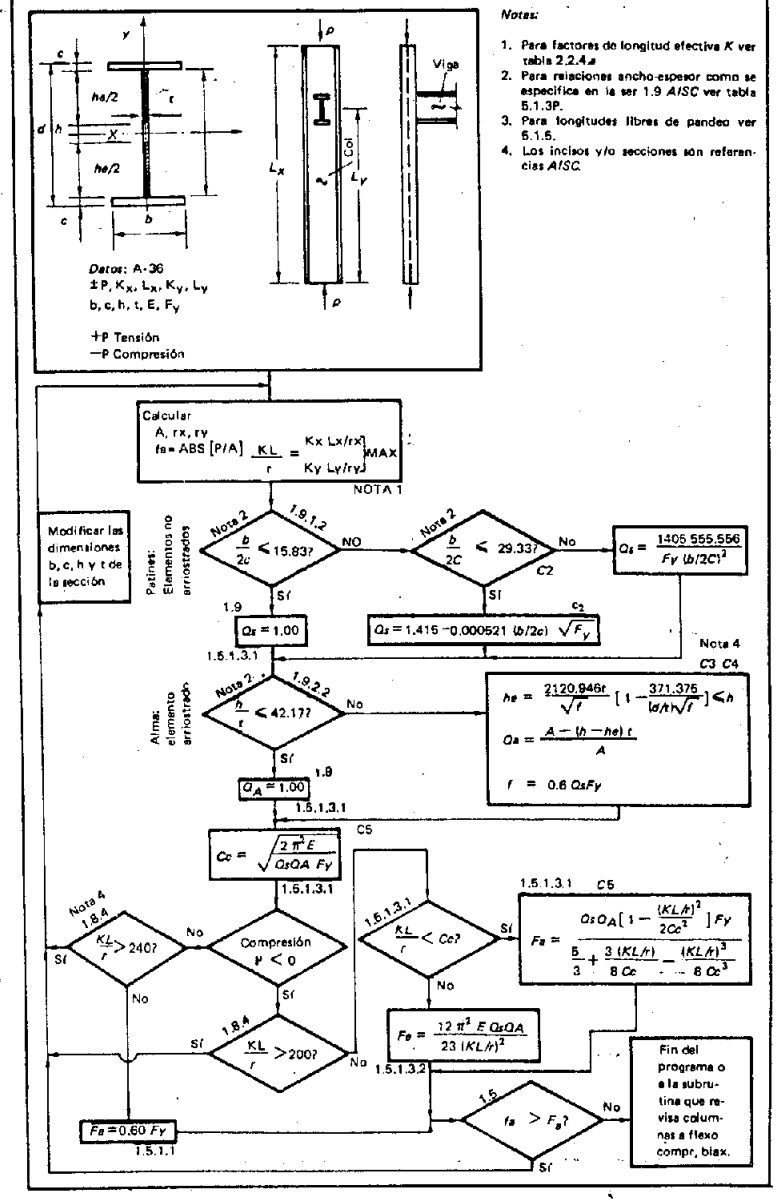


**Tabla 5.1.3.b** Diagrama de flujo para el diseño de esfuerzos de compresión en secs. I sujetos a *flexión* en la dirección de *inercia mayor*.

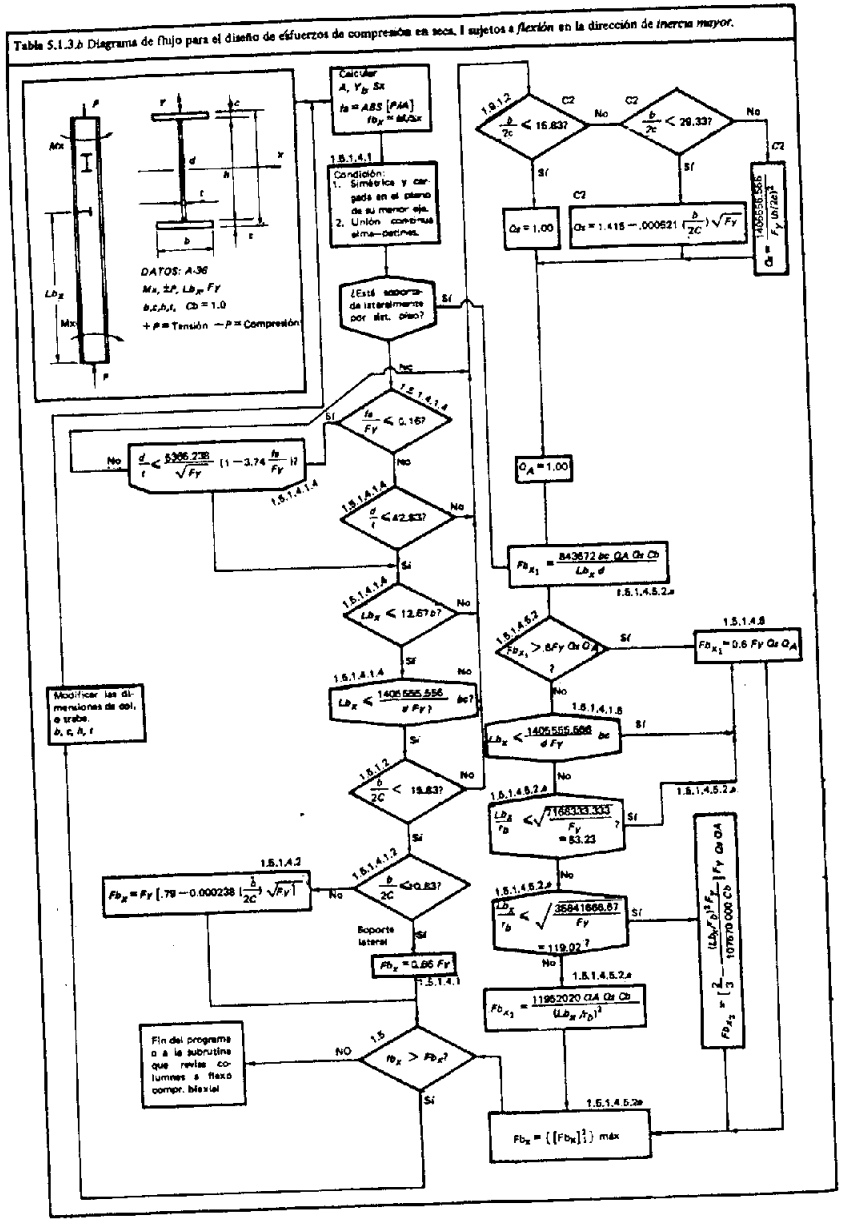

DATOS: A-36
Mx, P, Lbz, Fy
b,c,h,t, Cb = 1.0
+P = Tensión −P = Compresión
Calcular A, Yb Sx
fa = ABS [P/A]
fbx = M/Sx
Condición:
1. Simétrica y cargada en el plano de su menor eje.
2. Unión comprimida-atirantadores.
¿Está soportada lateralmente por ala. sup.?
Si
No
fa/Fy ≤ 0.15?
d/t < 5366.736/√Fy (1 − 3.74 fa/Fy)?
d/t ≤ 42.83?
Lbz ≤ 12.67b?
Lbz ≤ 1405555.556 bc / d Fy ?
b/2c < 19.83?
b/2c ≤ 0.83?
Fbx = Fy [.79 − 0.000238 (b/2c) √Fy]
Fbx = 0.66 Fy
Soporte lateral
Modificar las dimensiones de col. o trabe. b, c, h, t
Fin del programa o a la subrutina que revise columnas a flexo compr. biaxial
fbx > Fbx?
b/2c ≤ 16.83?
b/2c ≤ 29.33?
Qs = 1.00
Qs = 1.415 − .000521 (b/2c) √Fy
Qs = 1405555.556 / Fy (b/2c)²
QA = 1.00
Fbx1 = 843672 bc QA Qs Cb / Lbz d
fbx1 > .6Fy Qs QA ?
Fbx1 = 0.6 Fy Qs QA
Lbz ≤ 1405555.556 bc / d Fy ?
Lbz/rb ≤ √(71683333.333/Fy) = 83.23 ?
Lbz/rb ≤ √(35841666.67/Fy) = 119.92 ?
Fbx2 = [2/3 − (Lbz/rb)² Fy / 1076700 Cb] Fy Qs QA
Fbx2 = 11962020 QA Qs Cb / (Lbz/rb)²
Fbx = [([Fbx]²)] máx



**Tabla 5.1.3 c** Diagrama de flujo para el diseño de esfuerzos de compresión en secs. I sujetos a *flexión* en la dirección de *inercia menor*.

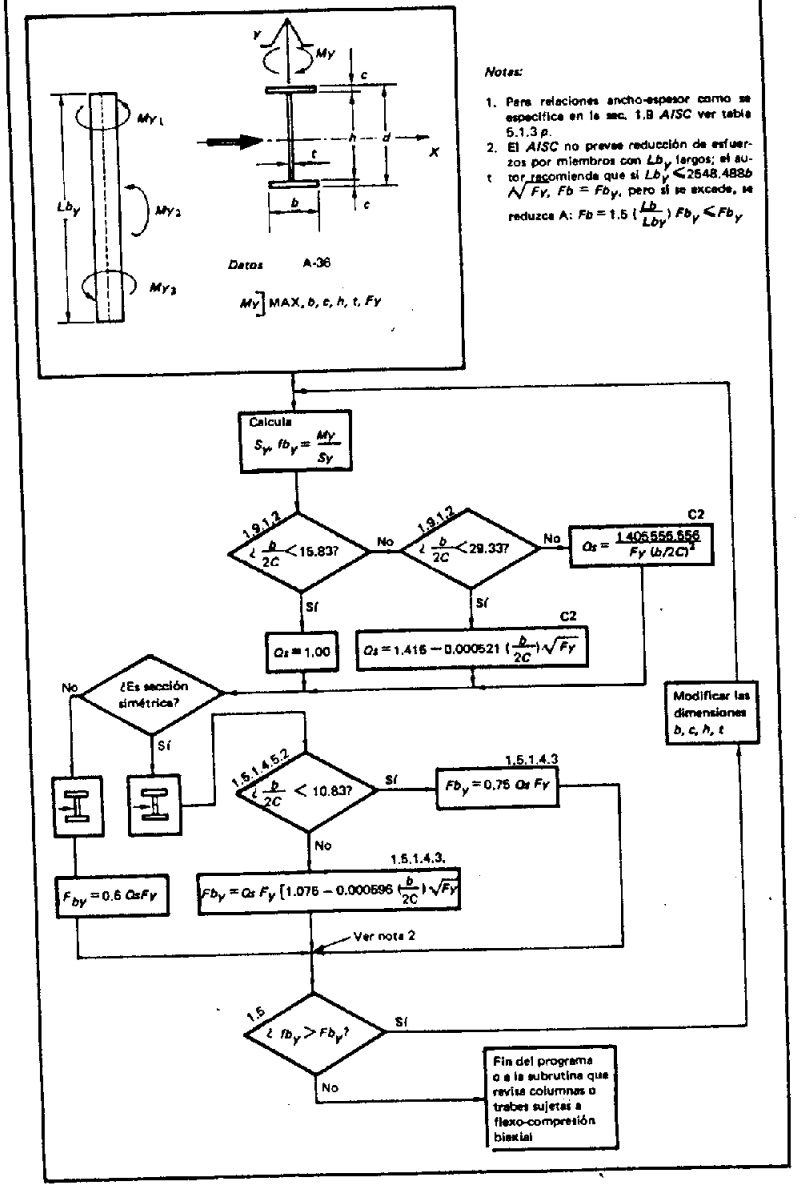

Datos A-36
My] MAX, b, c, h, t, Fy
Notas:
1. Para relaciones ancho-espesor como se especifica en la sec. 1.9 AISC ver tabla 5.1.3 p.
2. El AISC no prevee reducción de esfuerzos por miembros con Lby largos; el autor recomienda que si Lby ≤ 2548.4886/√Fy, Fb = Fby, pero si se excede, se reduzca A: Fb = 1.5 (Lb/Lby) Fby ≤ Fby
Calcula Sy, fby = My/Sy
b/2c < 15.83?
b/2c < 29.33?
Qs = 1405555.556 / Fy (b/2C)²
Qs = 1.00
Qs = 1.415 − 0.000521 (b/2C) √Fy
¿Es sección simétrica?
b/2c < 10.83?
Fby = 0.75 Qs Fy
Fby = 0.6 Qs Fy
Fby = Qs Fy [1.075 − 0.000596 (b/2C) √Fy]
Ver nota 2
fby > Fby?
Modificar las dimensiones b, c, h, t
Fin del programa o a la subrutina que revise columnas o trabes sujetas a flexo-compresión biaxial

**Tabla 5.1.3.*d*** Equivalencias de algunas expresiones AISC al sistema métrico decimal de las secciones 1.5 (flexión), 1.9 (relac. ancho/esp) y apéndice C.

| Sec. | Párrafo | Expresión No | Expresión A-36 (Sistema inglés) | Expresión (Sist. métrico decimal) | Equivalencia para A-36 Fy = 2530 |
|---|---|---|---|---|---|
| 1.5 Flexión (Compresión o tensión por flexión) | 1.5.1.4.1 | | $\frac{bf}{tf} \leq 65/\sqrt{Fy}$ | $\frac{b}{c} \leq 544.907/\sqrt{Fy}$ | 10.83 |
| | | | $\frac{b}{tw} \leq 190/\sqrt{Fy}$ | $\frac{h}{t} \leq 1592.805/\sqrt{Fy}$ | 31.67 |
| | | 1.5-4*a* | $\frac{d}{t} = \frac{640}{\sqrt{Fy}}(1-3.74\frac{fa}{Fy})$ | $\frac{d}{t} = \frac{5365.238}{\sqrt{Fy}}(1-3.74\frac{fa}{Fy})$ | cuando 106.67 $fa = 0$ |
| | | 1.5.4*b* | $\frac{d}{t} = \frac{257}{\sqrt{Fy}}$ | $\frac{d}{t} = \frac{2154.478}{\sqrt{Fy}}$ | 42.83 |
| | 1.5.1.4.2 | 1.5-5*a* | $F_b = F_y[0.79 - 0.002(\frac{bf}{2t_f})\sqrt{Fy}$ | $Fb = Fy[0.79 - 0.000238(\frac{b}{2c})\sqrt{Fy}]$ | |
| | 1.5.1.4.3 | 1.5-5*b* | $F_b = [1.075 - 0.005(\frac{bf}{2t_f})\sqrt{Fy}]Fy$ | $Fb = [1.075 - 0.000596(\frac{b}{2C})\sqrt{Fy}]Fy$ | |
| | 1.5.1.4.5.2.α | | $\sqrt{\frac{102 \times 10^3\ Cb}{Fy}}$ | $\sqrt{\frac{7168333.333}{Fy}}$ | 53.23 |
| | | | $\sqrt{\frac{510 \times 10^3\ Cb}{Fy}}$ | $\sqrt{\frac{35841666.67}{Fy}}$ | 119.02 |
| | | 1.5-6*a* | $Fb = [\frac{2}{3} - \frac{F_r(L/r_t)^2}{1530 \times 10^3\ Cb}]Fy$ | $Fb = [\frac{2}{3} - \frac{(l_b/r_b)^2}{42531.31\ Cb}]Fy$ | $Cb = 1.00$ |
| | | 1.5-6*b* | $Fb = \frac{170 \times 10^3\ Cb}{(l/r_t)^2}$ | $Fb = \frac{11952020}{(Lb \times /r_b)^2}Cb$ | $Cb = 1.00$ |
| | | 1.5-7 | $Fb = \frac{12 \times 10^3\ Cb\ Af}{ld}$ | $Fb = \frac{843672\ bcCb}{Lb\ d}$ | $Cb = 1.00$ |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1.9 Relación ancho/esp. | 1.9.1.1 | | $\frac{bf}{tf} \leq \frac{95/\sqrt{Fy}}{127/\sqrt{Fy}}$ | $\frac{b}{c} \leq \frac{796.403/\sqrt{Fy}}{1064.664/\sqrt{Fy}}$ | 15.83<br>21.17 |
| | 1.9.2.2 | | $bf/tf \leq 238/\sqrt{Fy}$<br>$bw/tw \leq 253/\sqrt{Fy}$ | $be/c \leq 1995.198/\sqrt{Fy}$<br>$he/t \leq 2120.946/\sqrt{Fy}$ | 39.67<br>42.17 |
| Apéndice C | C2 | | $\frac{b}{t} \leq \frac{155/\sqrt{Fy}}{176/\sqrt{Fy}}$ | $\frac{b}{c} \leq \frac{1299.394/\sqrt{Fy}}{1475.440/\sqrt{Fy}}$ | 25.83<br>29.33 |
| | | C2-1 | $Qs = 1.340 - 0.00447(\frac{b}{t})\sqrt{Fy}$ | $Qs = 1.340 - 0.000533(\frac{b}{c})\sqrt{Fy}$ | |
| | | C2-2 | $Qs = \frac{15\,500}{Fy\,(b/t)^2}$ | $Qs = \frac{1089305.556}{Fy\,(b/c)^2}$ | |
| | | C2-3 | $Qs = 1.415 - 0.00437(\frac{b}{t})\sqrt{Fy}$ | $Qs = 1.415 - .000521(\frac{b}{c})\sqrt{Fy}$ | |
| | | C2-4<br>C2-6 | $Qs = \frac{20\,000}{Fy(b/t)^2}$ | $Qs = \frac{1\,404\,555.556}{Fy\,(b/t)^2}$ | |
| | | C2-5 | $Qs = 1.908 - 0.00715(\frac{b}{t})\sqrt{Fy}$ | $Qs = 1.908 - .000853(\frac{b}{c})\sqrt{Fy}$ | |
| | C3 | C3-2 | $be = \frac{253t}{\sqrt{f}}[1 - \frac{44.3}{(b/t)\sqrt{f}}] \leq b$ | $he = \frac{2120.946\,t}{\sqrt{f}}[1 - \frac{371.375}{(h/t)\sqrt{f}}] \leq h$ | $f = 0.6\,Qs\,Fy$ |
| | C4 | | $Q_A = \frac{A_t - \Sigma(b-be)t}{At}$ | $QA = \frac{A - (h-he)t}{A}$ | |

Nota. Para relaciones ancho espesor, ver tabla 5.1.3.*p*.

www.elsolucionario.org

**Tabla 5.1.3.e** Diagrama de flujo para el diseño de esfuerzo de compresión en secciones "tes" sujetas a *carga axial* de compresión o tensión.

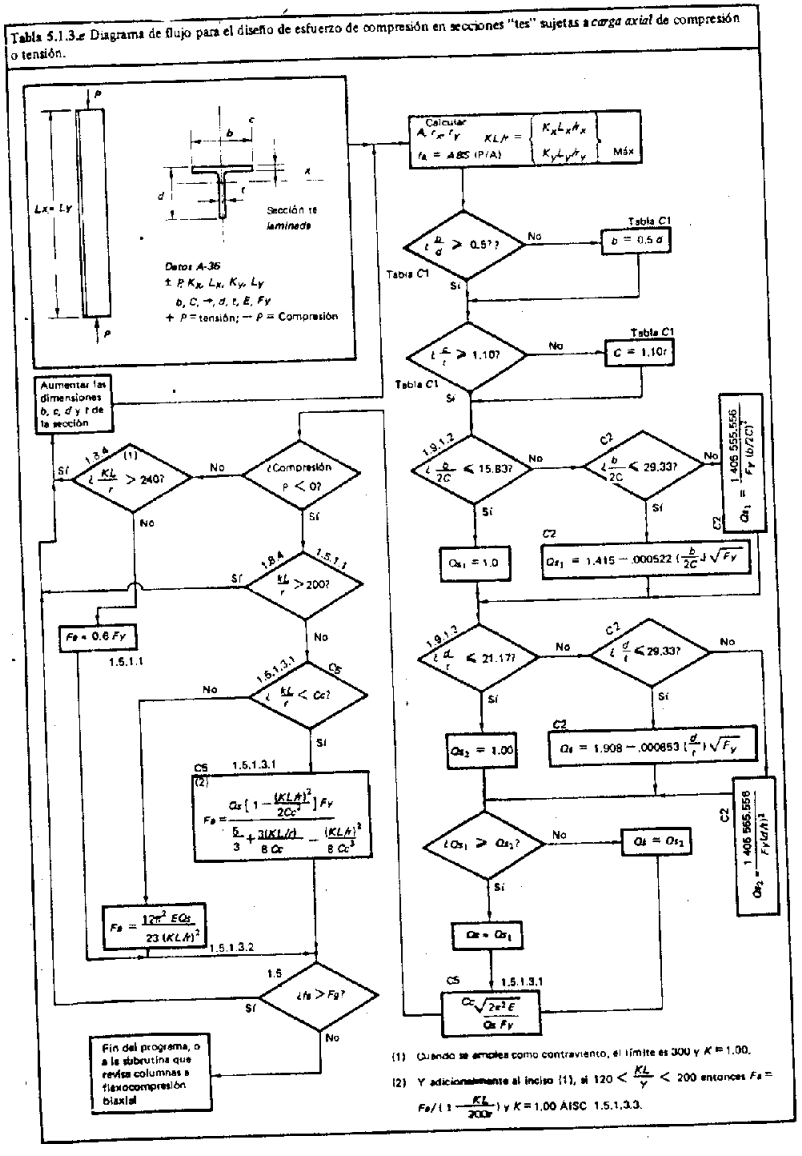

Sección te laminada
Datos A-36
t, P, Kx, Lx, Ky, Ly
b, C, ⇒, d, t, E, Fy
+ P = tensión; − P = Compresión
Aumentar las dimensiones b, c, d y t de la sección
Fa = 0.6 Fy
1.5.1.1
Fa = 12π² E Cs / 23 (KL/r)²
1.5.1.3.2
Fin del programa, o a la subrutina que revisa columnas a flexocompresión biaxial
Tabla C1
b = 0.5 d
C = 1.10 r
Cs1 = 1.0
Cs2 = 1.00
Cs = Cs1
Cs1 = 1.415 − .000522 (b/2C) √Fy
Cs2 = 1.908 − .000853 (d/t) √Fy
Cs = 1 405 555.556 / Fy (KL/r)²
(1) Cuando se arriostren como contraviento, el límite es 300 y K = 1.00.
(2) Y adicionalmente al inciso (1), si 120 < KL/r < 200 entonces Fa = Fa/(1 − KL/200r) y K = 1.00 AISC 1.5.1.3.3.



**Tabla 5.1.3.f** Diagrama de flujo para el diseño de esfuerzos de compresión en secciones "tes", sujetos a *flexión* en la dirección de *inercia mayor*.

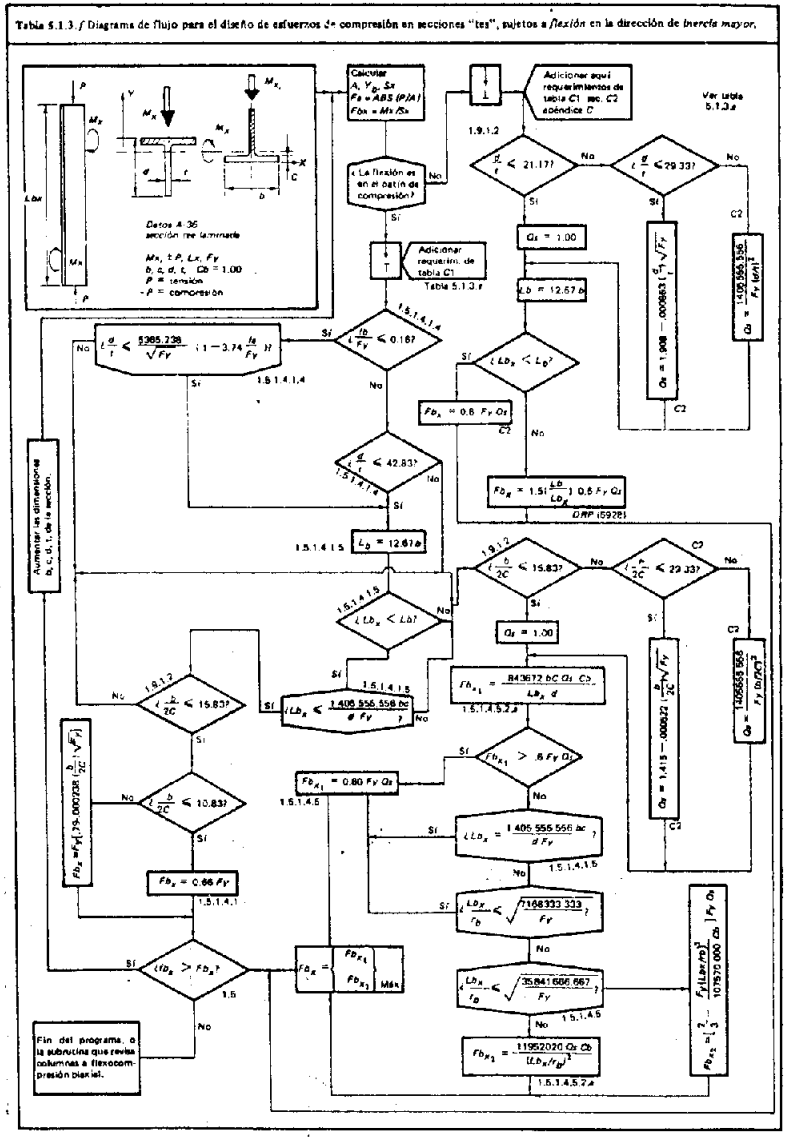

Datos A-36
sección tee laminada
Ma, t P, Lx, Fy
b, c, d, t, Cb = 1.00
P = tensión
- P = compresión
Adicionar requerim. de tabla C1
Tabla 5.1.3.f
Adicionar aquí requerimientos de tabla C1 sec. C2 apéndice C
Ver tabla 5.1.3.e
Aumentar las dimensiones b, c, d, t, de la sección.
Fin del programa, o a la subrutina que revisa columnas a flexocompresión biaxial.
Fbx = 0.6 Fy Qs
Fbx = 0.80 Fy Qs
Fbx = 0.66 Fy
Fbx = Fbx1 / Fbx2 Máx
Qs = 1.00
Qs = 1.908 − .000853 (d/t) √Fy
Qs = 1.415 − .000522 (b/2C) √Fy
Qs = 1 405 555.556 / Fy (b/2C)²
Lb = 12.67 b
Lb = 12.61 b
DRP 159281
1.5.1.4.1.4
1.5.1.4.1.5
1.5.1.4.5.2.a
1.5.1.4.5
1.5.1.4.6
1.5.1.4.1
1.5

Tabla 5.1.3.*g* Diagrama de flujo para el diseño de esfuerzos de compresión en secciones "tes", sujetas a *flexión* en la dirección de *inercia menor.*

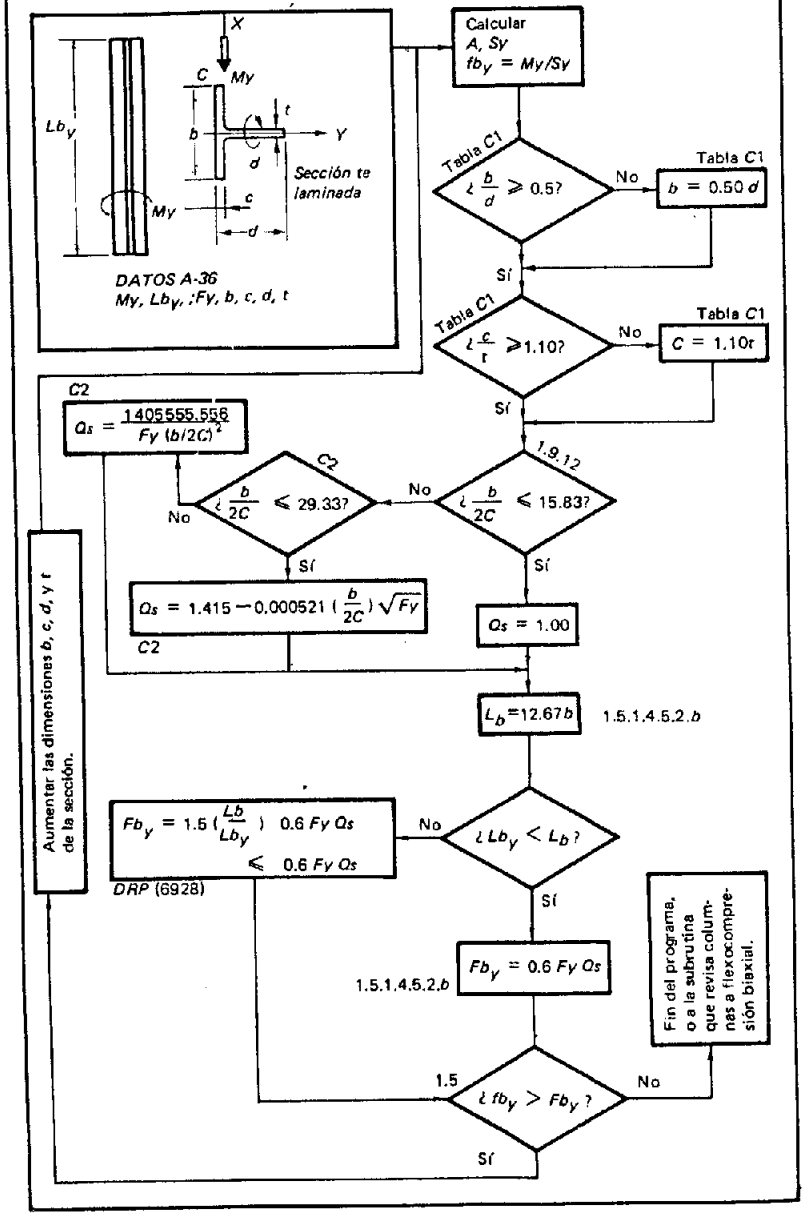
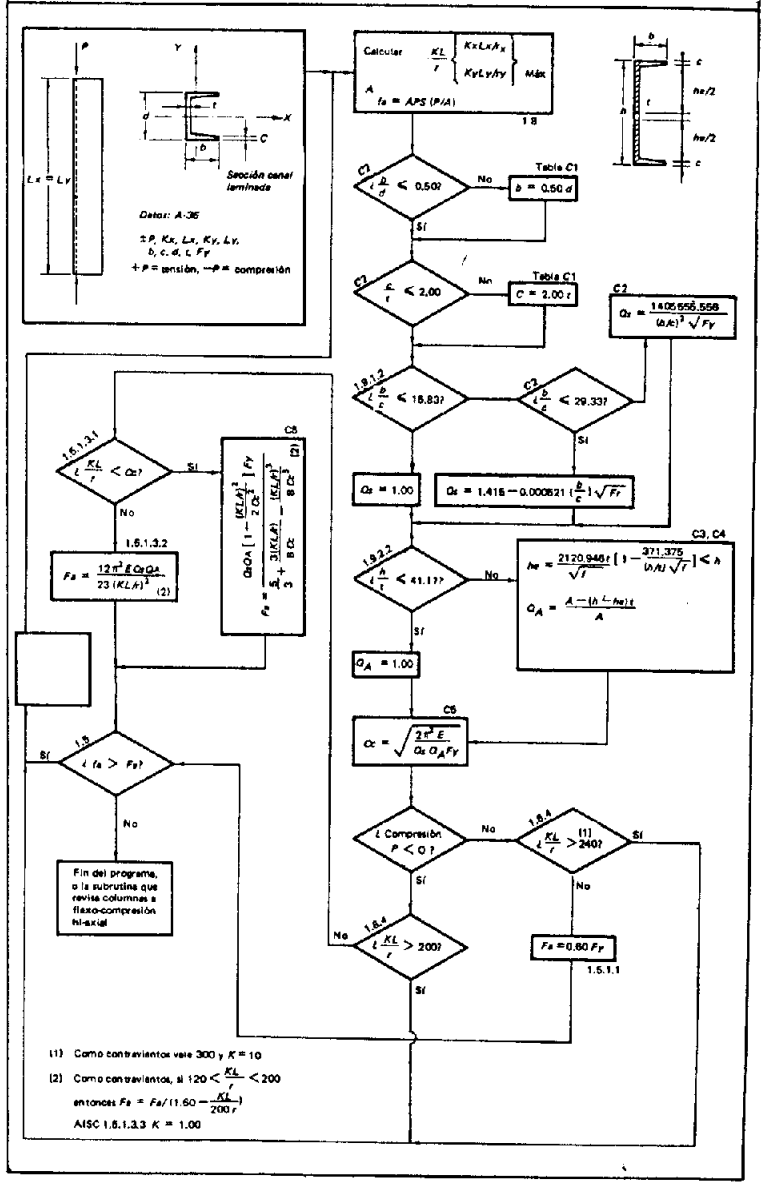







Tabla 5.1.3.*h* Diagrama de flujo para el diseño de esfuerzos de compresión en secciones "canal" sujetas a *carga axial* de compresión o tensión.


Sección canal laminada
Datos: A-36
±P, Kx, Lx, Ky, Ly, b, c, d, t, Fy
+P = tensión, −P = compresión
Calcular
A
fa = APS (P/A)
Tabla C1
b = 0.50 d
C = 2.00 r
Qs = 1405556.556 / (b/c)² √Fy
¿ b/c ≤ 18.83?
¿ b/c ≤ 29.33?
Qs = 1.00
Qs = 1.415 − 0.000521 (b/c) √Fr
¿ h/t ≤ 41.17?
hw = 2120.9461 r [1 − 371.375 / (h/t) √r] ≤ h
QA = A − (h − hw) t / A
QA = 1.00
¿ Compresión P < 0 ?
¿ KL/r > 240?
¿ KL/r > 200?
Fa = 0.60 Fy
¿ fa > Fa?
Fin del programa, o la subrutina que revisa columnas a flexo-compresión biaxial
(1) Como contraventeos vale 300 y K = 10
(2) Como contraventeos, si 120 < KL/r < 200
entonces Fa = Fa/(1.60 − KL/200r)
AISC 1.6.1.3.3 K = 1.00

www.elsolucionario.org



Tabla 5.1.3.i Diagrama de flujo para el diseño de esfuerzos de compresión en secciones "canal" sujetas a *flexión* en ambas direcciones.

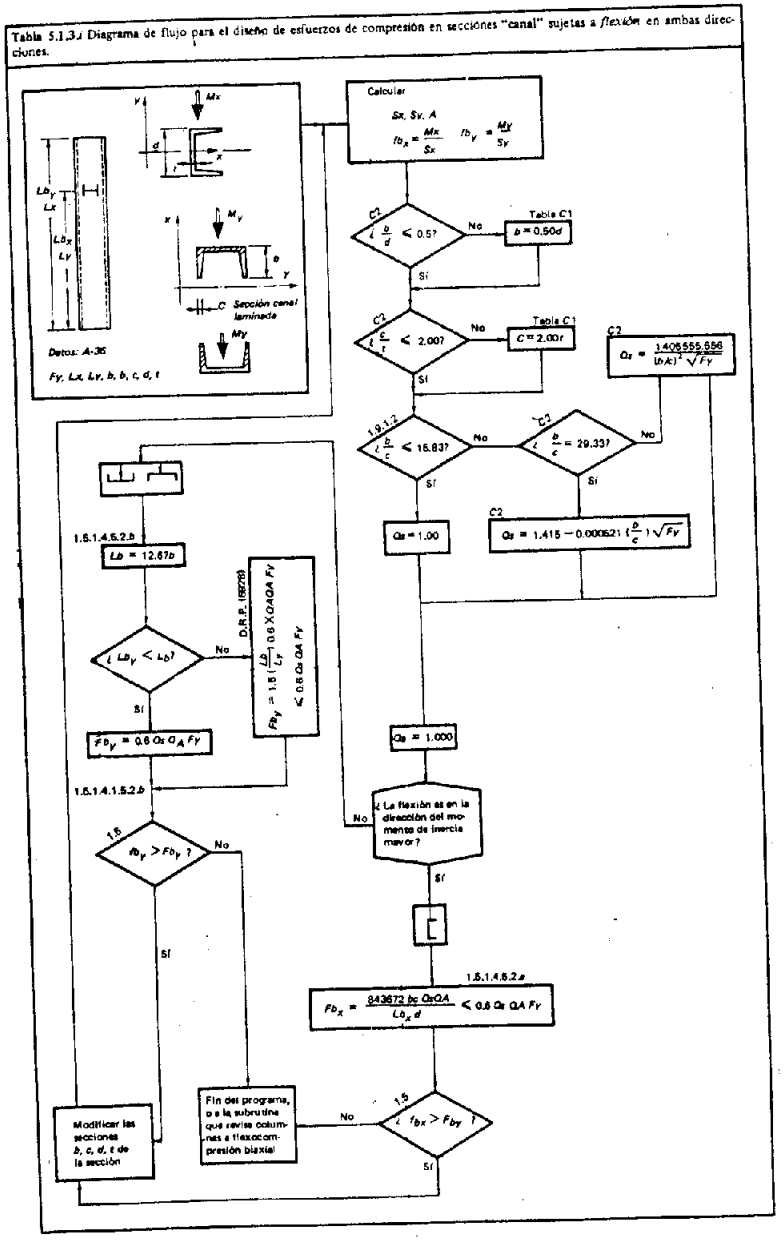

Datos: A-36
Fy, Lx, Ly, b, b, c, d, t
Sección canal laminada
Calcular
Sx, Sy, A
fbx = Mx/Sx
fby = My/Sy
Table C1
b = 0.50d
C = 2.00r
Qs = 1.00
Qs = 1.415 − 0.000621 (b/c) √Fy
Qs = 1.000
1.5.1.4.5.2.b
Lb = 12.67b
Fby = 0.6 Qs QA Fy
Fbx = 843672 bc QsQA / Lbx d ≤ 0.6 Qs QA Fy
¿ La flexión es en la dirección del momento de inercia mayor?
Modificar las secciones b, c, d, t de la sección
Fin del programa, o a la subrutina que revisa columnas a flexocompresión biaxial
No
Si



Tabla 5.1.3.j Diagrama de flujo para el diseño de esfuerzos de compresión en secciones "ángulo y -angulo esp -esp" sujetos a carga *axial* de tensión o compresión y *flexión* en ambas direcciones.

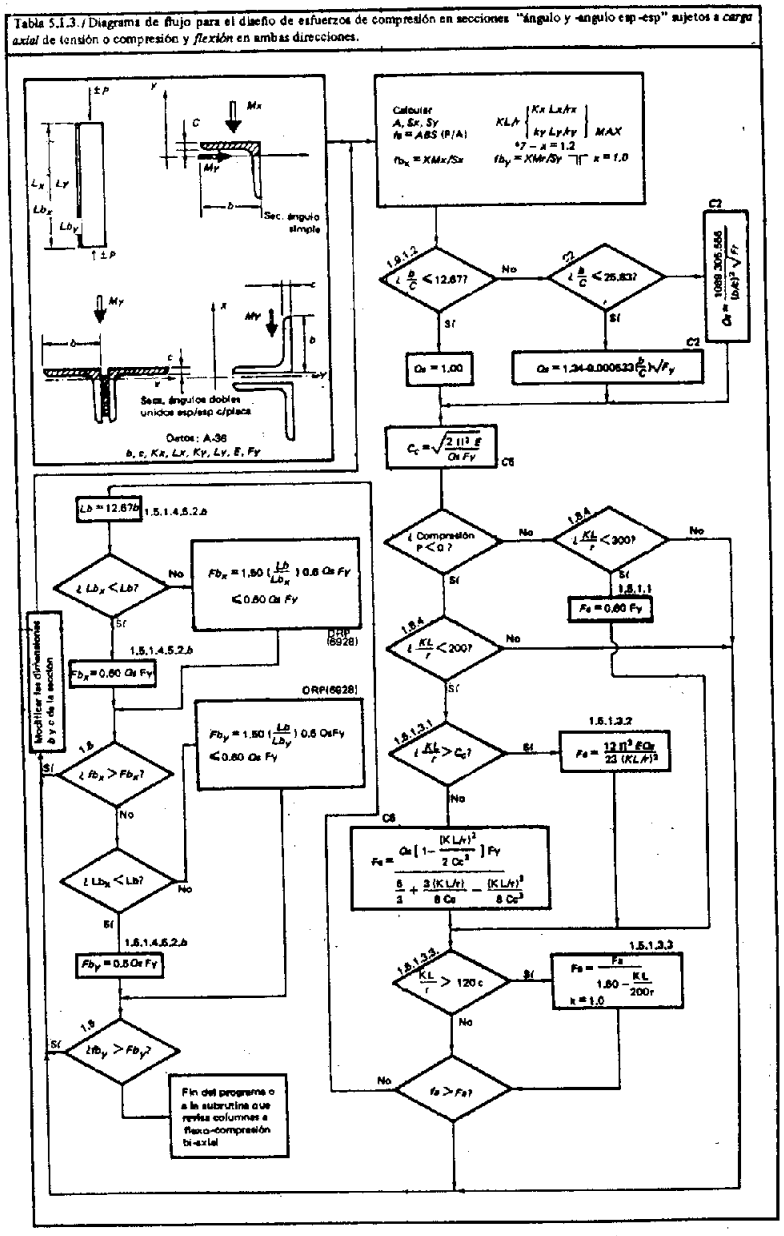

Datos: A-36
b, c, Kx, Lx, Ky, Ly, E, Fy
Sec. ángulo simple
Secs. ángulos dobles unidos esp/esp c/placa
Calcular
A, Sx, Sy
fa = ABS (P/A)
fbx = XMx/Sx
fby = XMy/Sy
KL/r = MAX
x = 1.0
x = 1.2
Qs = 1.00
Qs = 1.34-0.000621 (b/c) √Fy
Cc = √(2 π² E / Qs Fy)
Fa = 0.60 Fy
Fa = 12 π² E Qs / 23 (KL/r)²
Fa = Qs [1 − (K L/r)² / 2 Cc²] Fy / (5/3 + 3 (K L/r)/8 Cs − (K L/r)³/8 Cc³)
Fa = Fa / (1.60 − KL/200r)
Lb = 12.67b
Fbx = 1.50 (Lb/Lbx) 0.6 Qs Fy ≤ 0.60 Qs Fy
Fbx = 0.60 Qs Fy
Fby = 1.50 (Lb/Lby) 0.6 Qs Fy ≤ 0.60 Qs Fy
Fby = 0.60 Qs Fy
Modificar las dimensiones b y c de la sección
Fin del programa o a la subrutina que revisa columnas a flexo-compresión bi-axial
No
Si

**Tabla 5.1.3.K** Diagrama de flujo para el diseño de esfuerzos de compresión en secs. "caja" sujetas a *carga axial* de tensión o compresión.

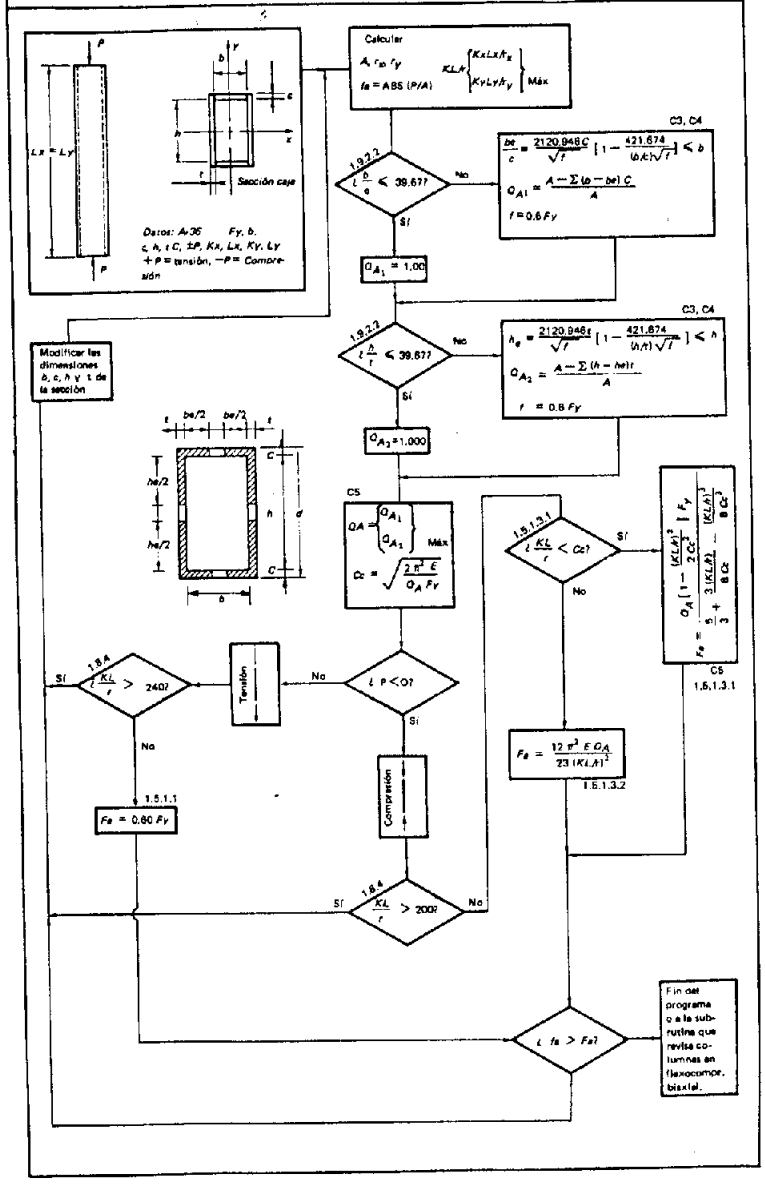





**Tabla 5.1.3.J** Diagrama de flujo para el diseño de esfuerzos de compresión en secciones "caja" sujetos a *flexión* en ambas direcciones.

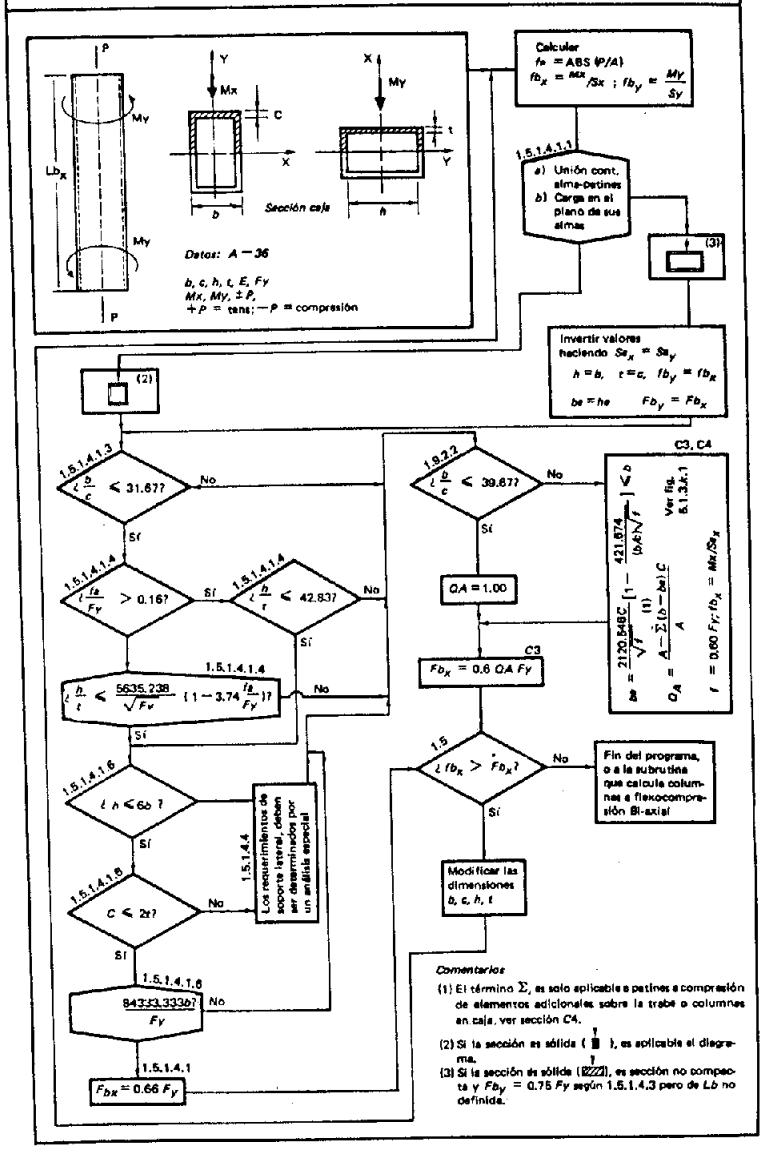

Datos: A − 36
b, c, h, t, E, Fy
Mx, My, ± P,
+P = tens; −P = compresión
Sección caja
Calcular
fa = ABS (P/A)
1.5.1.4.1.1
a) Unión cont. alma-patines
b) Carga en el plano de sus almas
(3)
Invertir valores haciendo
(2)
1.5.1.4.1.3
1.5.1.4.1.4
1.5.1.4.1.5
1.5.1.4.1.6
1.5.1.4.4
Los requerimientos de soporte lateral, deben ser determinados por un análisis especial
C3, C4
Ver fig. 5.1.3.K.1
C3
1.5
Fin del programa, o a la subrutina que calcula columnas a flexocompresión Bi-axial
Modificar las dimensiones b, c, h, t
Comentarios
(1) El término Σ, es solo aplicable a patines a compresión de elementos adicionales sobre la trabe o columnas en caja, ver sección C4.
(2) Si la sección es sólida ( ), es aplicable el diagrama.
(3) Si la sección es sólida (ZZZZ), es sección no compacta y Fby = 0.75 Fy según 1.5.1.4.3 pero de Lb no definida.

**Tabla 5.1.3.*m*** Diagrama de flujo para el diseño de esfuerzos de compresión en secciones "circulares" sujetos a *carga axial* de tensión o compresión.

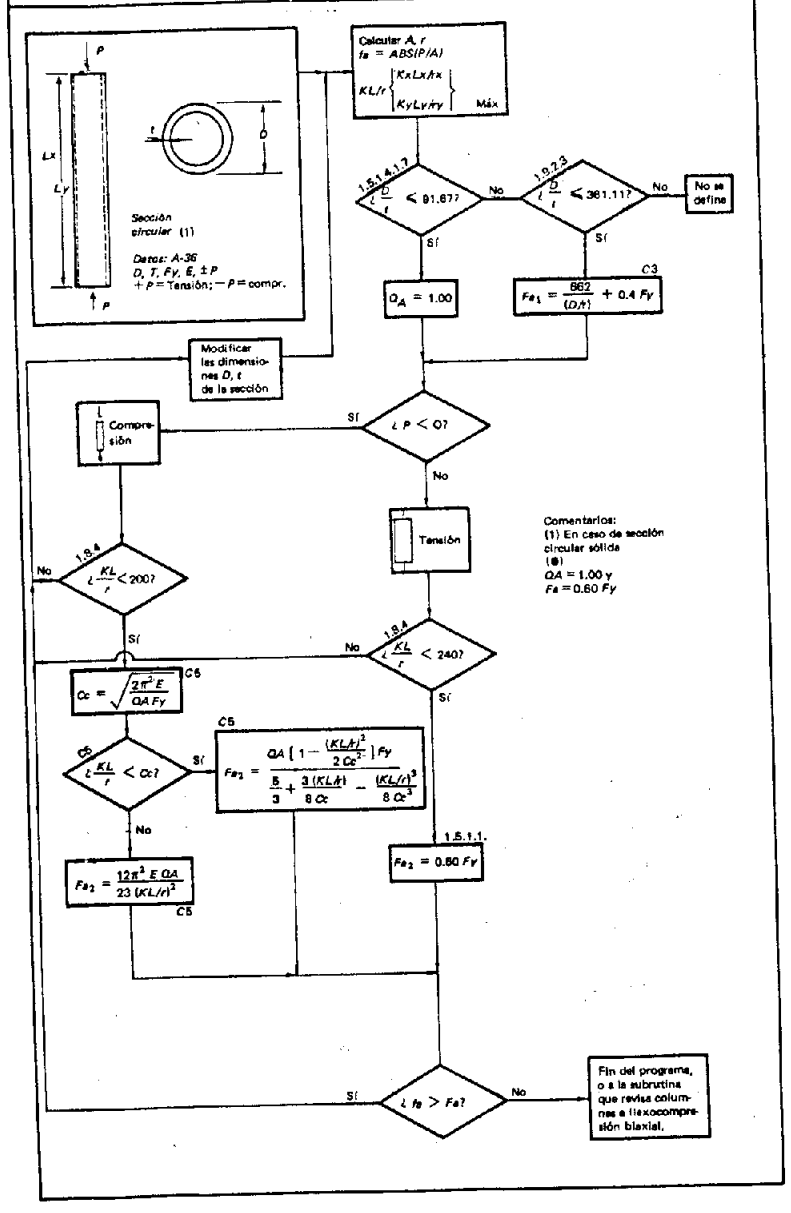





**Tabla 5.1.3.*n*** Diagrama de flujo por el diseño de esfuerzos de compresión en secciones "circulares" sujetas a *flexión* en ambas direcciones.

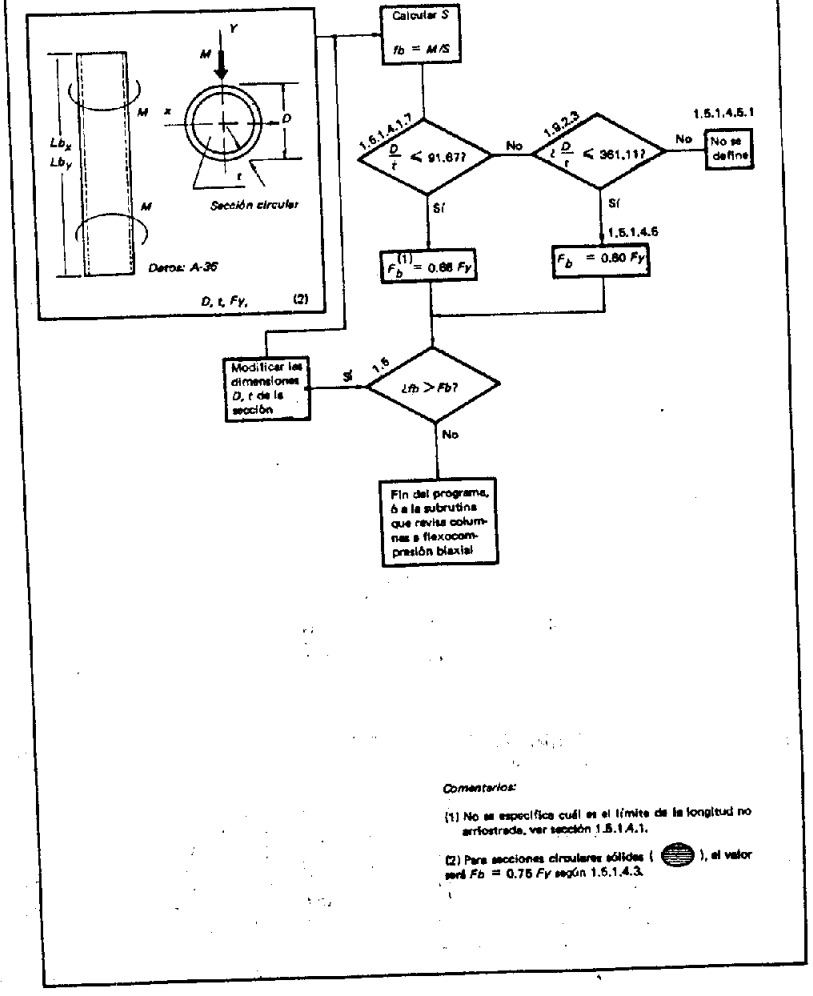


**Tabla 5.1.3.*p*** Relaciones ancho/espesor como se define en las secciones AISC: 1.5 (flexión), 1.9 (relac. ancho/espesor) y apéndice C .

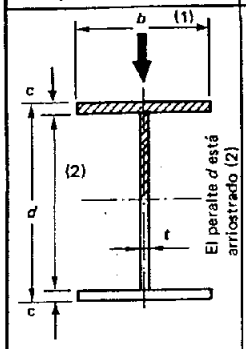
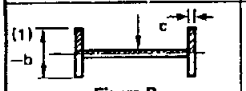
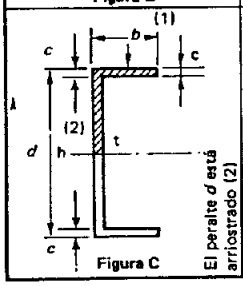
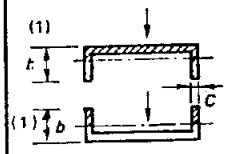
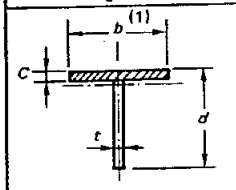
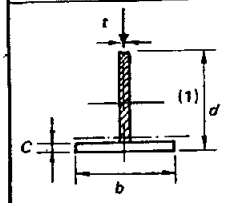
| *Sección estruct. y direc. de la flex.* | *Párrafo AISC.* | *Relación ancho/espesor* | *Notas* |
|---|---|---|---|
|   Figura A | 1.5.1.4.1.2 | $b/2C \leqslant 544.907/\sqrt{Fy}$ | Un requisito para ser sec. compacta que al ser rebasado, rige sec. 1.9.1.2 |
| | 1.9.1.2 | $b/2C \leqslant 796.403/\sqrt{Fy}$ | Un requisito para ser sec. semicomp. que al ser rebasado, rige la sec. *C*2. |
| | *C*2 | $b/2C < 1475.440/\sqrt{Fy}$ | Factor de reducción *Qs*, fórmula *C*2-3. |
| | *C*2 | $b/2C \geqslant 1475.440/\sqrt{Fy}$ | Factor de reducción *Qs*, fórmula *C*2-4. |
| | 1.5.1.4.1.3 | $h/t \leqslant 1592.805/\sqrt{Fy}$ | Un requisito para ser sec. compacta que al ser rebasado rige sec. 1.9.2.2. |
| | 1.9.2.2 | $h/t \leqslant 2120.946/\sqrt{Fy}$ | Un requisito para ser sec. semicomp. que al ser rebasado, rige la sec. *C*3. |
| | *C*3 | $h/t > 2120.946/\sqrt{Fy}$ | Factor de reducción $Q_A$, sec. *C*4, como función del ancho efect. de (*C*3-2) y la relación de areas, efectiva/actual (sec. *C*4). |
| | 1.5.1.4.1.4 | $d/t \leqslant \frac{5365.238}{\sqrt{Fy}}\left(1-3.74\,\frac{fa}{Fy}\right)$ | Relación peralte a espesor del alma, como un requisito de sec. compacta, cuando $fa/Fy \leqslant 0.16$. |
| | Form 1.5-4*a* Form 1.5-4*b* | $d/t \leqslant 2154.478 / \sqrt{Fy}$ | ídem si $fa/Fy > 0.16$ |
|   Figura B | 1.5.1.4.1.2<br>1.9.1.2<br>*C*2<br>*C*2 | $b/2C \leqslant 544.907/\sqrt{Fy}$<br>$b/2C \leqslant 796.403/\sqrt{Fy}$<br>$b/2C < 1475.440/\sqrt{Fy}$<br>$b/2C \geqslant 1475.440/\sqrt{Fy}$ | Mismos comentarios que sus equivalentes en la figura A |
|   Figura C | 1.9.1.2<br>*C*2<br>*C*2<br>Tabla *C*1<br>Tabla *C*1<br>1.9.2.2<br>*C*3 | $b/C \leqslant 796.403/\sqrt{Fy}$<br>$b/C < 1475.440/\sqrt{Fy}$<br>$b/C \geqslant 1475.440/\sqrt{Fy}$<br>$b/d \leqslant 0.50$ (3)<br>$C/t \leqslant 2.00$ (3)<br>$d/t \leqslant 2120.946/\sqrt{Fy}$<br>$d/t > 2120.946/\sqrt{Fy}$ | Un requisito para ser sec. no compacta que al ser rebasado rige *C*2 y tabla *C*1.<br>Factor de reducción *Qs*, fórmula *C*2-3.<br>Factor de reducción *Qs*, fórmula *C*2-4<br>Relación ancho patín-peralte alma al rebasar los límites de 1.9.1.2.<br>Relación espesores patín-alma al rebasar los límites de 1.9.1.2.<br>Un requisito para ser sec. no-compacta que al ser rebasado rigen las secs. *C*3 y *C*4.<br>Factor de reducción *Qa* sec. *C*4, como una función del ancho efectivo de, *C*3-2, y la relación de áreas efectiva/actual (*C*4). |

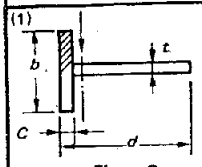
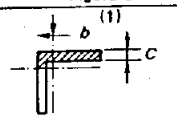
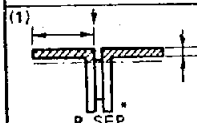
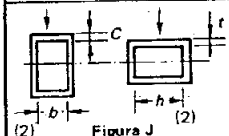
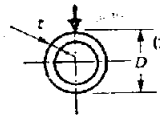


**Tabla 5.1.3.*p*** (Continuación)

| *Sección estructural y dirección de la flexión* | *Párrafo AISC.* | *Relación ancho/espesor* | *Notas* |
|---|---|---|---|
|   Figura D | 1.9.1.2<br>*C*2<br>*C*2<br>Tabla *C*1<br>Tabla *C*1 | $b/C \leqslant 796.403/\sqrt{Fy}$<br>$b/C < 1475.440/\sqrt{Fy}$<br>$b/C \geqslant 1475.440/\sqrt{Fy}$<br>$b/d \leqslant 0.50$ (3)<br>$C/t \leqslant 2.00$ (3) | Mismos comentarios que sus equivalentes en la figura C, excepto que las relaciones *b/d* y *c/t* de la figura D, sólo son aplicables cuando el alma está sujeta a tensión. |
|   Figura E | 1.5.1.4.1.2<br>1.9.1.2<br>*C*2<br>*C*2<br>Tabla *C*1<br>Tabla *C*1 | $b/2C \leqslant 544.907/\sqrt{Fy}$<br>$b/2C \leqslant 796.403/\sqrt{Fy}$<br>$b/2C < 1475.440/\sqrt{Fy}$<br>$b/2C \geqslant 1475.440/\sqrt{Fy}$<br>$b/d \geqslant 0.50$ (3)<br>$C/t \geqslant 1.10$ (3) | Mismos comentarios que sus equivalentes en la figura A.<br>Relación ancho patín-peralte alma al rebasar los límites sec. 1.9.1.2 relación espesores patín-alma al rebasar los límites sec. 1.9.1.2. |
|   Figura F | 1.9.1.2<br>*C*2<br>*C*2<br>Tabla *C*-1<br>Tabla *C*-1 | $d/t \leqslant 1064.664/\sqrt{Fy}$<br>$d/t < 1475.440/\sqrt{Fy}$<br>$d/t \geqslant 1475.440/\sqrt{Fy}$<br>$b/d \geqslant 0.50$ (3)<br>$C/t \geqslant 1.10$ (3) | Un requisito para ser sección no-compactada que al ser rebasado rige *C*2 y tabla *C*1.<br>Factor de reducción *Qs*, fórmula *C*2-5.<br>Factor de reducción *Qs*, fórmula *C*2-6.<br>Relación ancho patín-peralte alma al rebasar los límites de 1.9.1.2.<br>Relación espesores patín-alma al rebasar los límites de 1.9.1.2. |

www.elsolucionario.org

**Tabla 5.1.3. p** (*continuación*).

| *Sección estruct. y direc. de la flex.* | *Párrafo AISC.* | *Relación ancho/espesor* | *Notas* |
|---|---|---|---|
| (1)  Figura G | 1.9.1.2<br><br>*C2*<br>*C2*<br>Tabla *C1*<br><br>Tabla *C1* | $b/C \leqslant 796.403/\sqrt{Fy}$<br><br>$b/C < 1475.440/\sqrt{Fy}$<br>$b/C \geqslant 1475.440/\sqrt{Fy}$<br>$b/d \geqslant 0.50$ (3)<br><br>$C/t \geqslant 1.10$ (3) | Un requisito para ser sección no compacta al ser rebasado rige *C2* y tabla *C1*.<br>Factor de reducción *Qs*, form. *C2-3*.<br>Factor de reducción *Qs*, form. *C2-4*.<br>Al rebasar límites de la sec. 1.9.1.2 relación espesores patín-alma.<br>Al rebasar límites de la sec. 1.9.1.2. |
| (1)  Figura H (4) | 1.9.1.2<br><br>*C2*<br>*C2* | $b/C \leqslant 637.122/\sqrt{Fy}$<br><br>$b/C < 1299.394/\sqrt{Fy}$<br>$b/C \geqslant 1299.394/\sqrt{Fy}$ | Un requisito para ser sección no-compacta, al ser rebasado rige la sección *C2*.<br>Factor de reducción *Qs*, form *C2-1*<br>Factor de reducción *Qs*, form *C2-2*. |
| (1)  Figura I (5) | 1.9.1.2<br>*C2*<br>*C2* | $b/C \leqslant 637.122/\sqrt{Fy}$<br>$b/C < 1299.394/\sqrt{Fy}$<br>$b/C \geqslant 1299.394/\sqrt{Fy}$ | Mismos comentarios que sus equivalentes en la figura H<br><br>*Cuando se unen espalda/espalda con soldadura, el diseño es como una te y la relación b/c es diferente (AISC). |
|  Figura J | 1.5.1.4.1.3<br><br>1.9.2.2<br><br>1.5.1.4.1.4<br>1.5.1.4.1.6 | $b/C \leqslant 1592.805/\sqrt{Fy}$<br><br>$b/C \leqslant 1995.198/\sqrt{Fy}$<br><br>$h/t \leqslant 2154.478/\sqrt{Fy}$<br>$h \leqslant 6b$ y $C \leqslant 2t$ | Un requisito para ser sección compacta; al rebasarse rige 1.9.2.2<br>Requisito de secciones semicompactas que al rebasarse rige *C3* y *C4*.<br>IDEM, a los incisos anteriores.<br>IDEM, a los incisos anteriores. |
|  Figura K | 1.5.1.4.1.7<br><br>1.9.2.3 | $D/t \leqslant 4610.751/\sqrt{Fy}$<br><br>$D/t \leqslant 18166.360/\sqrt{Fy}$ | Un requisito de sección semicompacta; al rebasarse rige 1.9.2.3.<br>Límite máximo, que al ser rebasado, el AISC no lo define. |



*Comentarios:*

En todas las figuras, la zona asciurada representa los elementos a compresión arriostrados o no, debidos a la flexión indicada con ↻.

1. Proyección de elementos a compresión *no arriostrados*, que tienen un eje libre paralelo a la dirección del esfuerzo de compresión (Sec. 1.9.1).
2. Elementos a compresión arriostrados, que tienen soporte lateral en ambos ejes paralelos a la dirección del esfuerzo de compresión (Sec. 1.9.2).
3. Para canales o tees formados por placas soldadas, ver tabla AISC C1.
4. La figura H es típica para cualquier posición de ángulos, y en caso de no calcularse los esfuerzos actuantes con sus ejes principales, los esfuerzos permisibles deberán reducirse un 20% (ver 5.1.2 ejemplo 1).
5. La figura I es típica para cualquier posición de ángulos con placas separadoras; para ángulos espalda/espalda soldados ver Especific. AISC.

### 5.1.4 Pandeo lateral y soporte lateral

Cuando una viga, trabe o columna está sujeta a esfuerzos de compresión por flexión, o carga axial, tiende a desplazarse lateralmente.

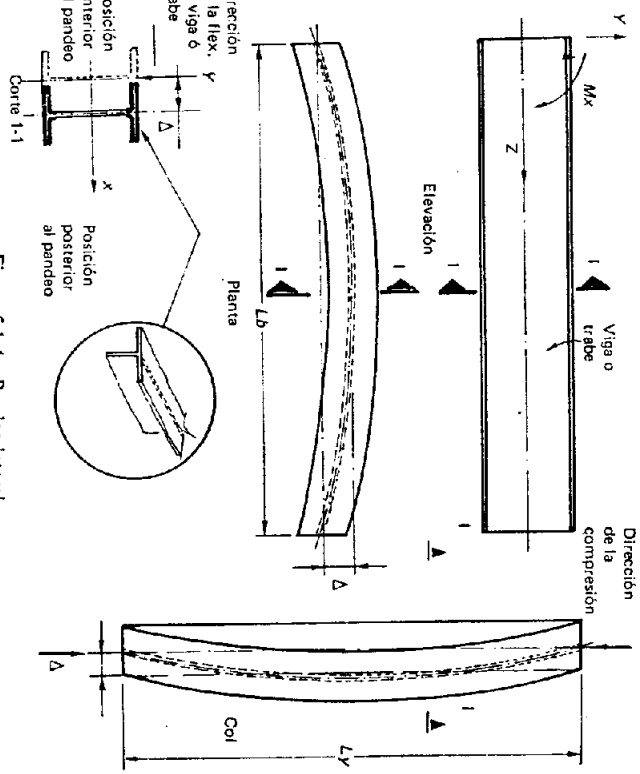



Figura 5.1.4.*a* Pandeo lateral.

En las columnas, este fenómeno es restringido por la relación de esbeltez que rige, puesto que éstas tenderán a desplazarse en cualquiera de las dos direcciones, y se denomina simplemente *pandeo.*

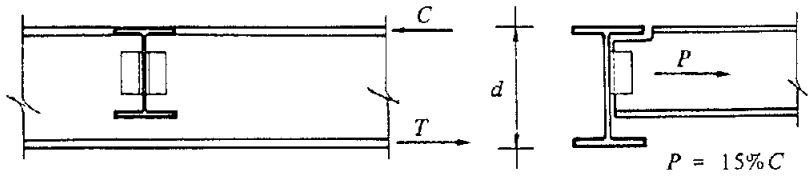
En las vigas o trabes, el fenómeno se denomina *pandeo lateral,* puesto que el desplazamiento es perpendicular a la dirección de la flexión y se presenta obviamente en los elementos de la viga o trabe que están sujetos a compresión.

Cuando otra viga, o componente del sistema estructural (losa), es capaz de impedir ese desplazamiento del elemento sujeto a compresión, se dice que la viga trabe o columna están *soportados lateralmente.*

Para restringir el pandeo lateral de elementos sujetos a compresión, las especificaciones AISC limitan su longitud de pandeo ($Lc$), el AISC denomina este efecto como *lateral buckling.*

Para que otra viga proporcione soporte lateral a una viga, trabe o columna, debe cumplir los requisitos siguientes:

- Que dicha viga esté respaldada por un sistema que a la vez impida su propio desplazamiento, como puede ser, el hecho de estar conectada a un sistema de contraviento continuo, a un sistema de piso de concreto, o a un marco rígido.
- Que dicha viga sea capaz de resistir el 15% de la fuerza axial máxima producida en la viga, trabe o columna por soportar, esto es:




$C = T = F_b S/d$

usar $Fb = 0.6\ Fy$

Ver también
art. 9.10
Steel Structures
Salmon & Johnson

Para que una losa proporcione soporte lateral, debe cumplir con:

- La losa esté unida a la viga o trabe mediante conectores.
- La trabe esté embebida en el concreto totalmente o exclusivamente el elemento sujeto a compresión.

De preferencia, en las trabes de cubierta, debido a que se considera que los largueros no proveen soporte lateral, es conveniente colocar las vigas o puntales "soportadoras" a la mitad, para proveer dicho soporte.



La figura 5.1.4.*b* muestra algunos sistemas soportados o no lateralmente.

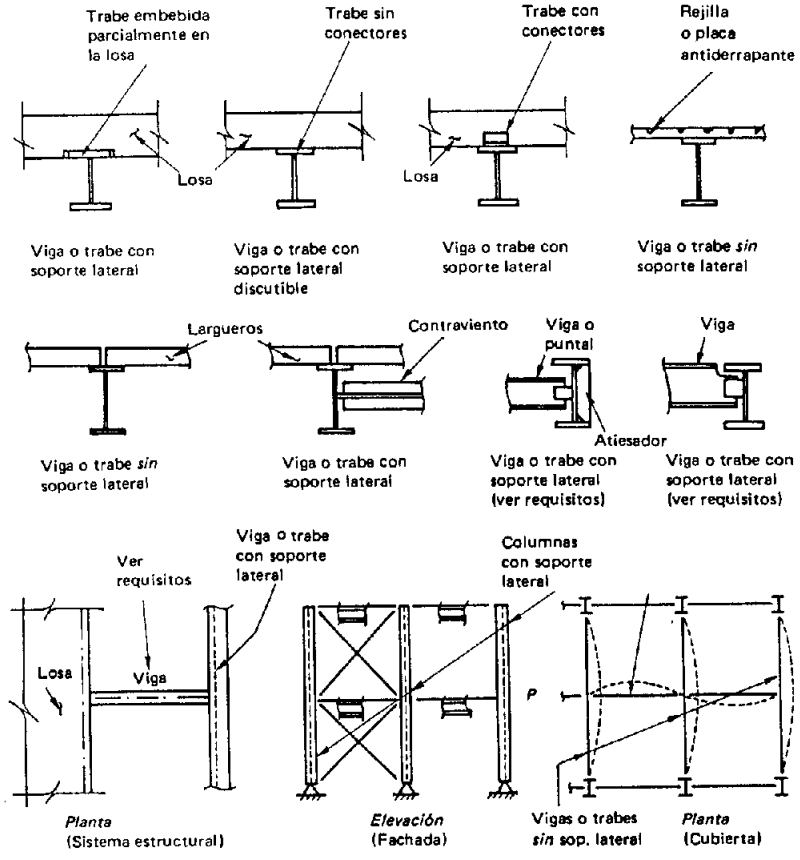



**Figura 5.1.4.*b*** Diferentes sistemas de estructuras soportados o no lateralmente.

Los términos *soporte lateral* y *arriostramiento del patín de compresión,* son sinónimos.

### 5.1.5 Longitud de esbeltez y longitud arriostrada

Se llama longitud de esbeltez, a aquella dimensión, respecto de la cual, un miembro estructural, puede "pandearse" en la dirección más débil, cuando se le somete a un esfuerzo de compresión debido a carga axial.

www.elsolucionario.org



- También se le denomina longitud libre de pandeo.
- En el presente libro se le ha definido como *Lx* o *Ly*.
- La capacidad del miembro estructural para resistir esfuerzos de compresión debido a la carga axial, depende fundamentalmente de:

  – El tipo de apoyo (*K*, factor de longitud efectiva).
  – La longitud de esbeltez.
  – El radio de giro en la dirección analizada.

Esto es $$P = f \left\{ \begin{matrix} \frac{KxLx}{rx} \\ \frac{KyLy}{ry} \end{matrix} \right\} \text{ Máx.}$$

Se llama longitud arriostrada, a aquella dimensión, respecto de la cual, un miembro estructural puede "pandearse lateralmente" en la dirección más débil del elemento proyectado a compresión, cuando se le somete a un esfuerzo de compresión debido a flexión.

- También se le denomina longitud de soporte lateral.
- En el presente libro se le ha definido como *Lbx* o *Lby*.
- La capacidad del miembro estructural para resistir esfuerzos de compresión debidos a flexión, depende fundamentalmente de:

  – La longitud arriostrada.
  – La relación ancho/espesor del elemento proyectado a compresión arriba del eje neutro.

Esto es $$M = f \left\{ \begin{matrix} L_b \\ b/c \\ h/t \end{matrix} \right\} \text{ Máx.}$$

Los términos longitud de esbeltez y longitud arriostrada no son sinónimos.

La longitud arriostrada puede también ser tomada como la máxima longitud entre puntos de inflexión. Sin embargo, debido a que para cada combinación de carga habría que considerar la longitud entre puntos de inflexión, es más práctico tomar la longitud total del miembro, de manera que estemos del lado de la seguridad y dejemos este recurso de la longitud entre puntos de inflexión para una revisión más exhaustiva.

Cuando un elemento estructural está soportado lateralmente por una losa, se dice que la longitud arriostrada y la relación ancho/espesor son muy pequeños, de tal manera que dicho elemento desarrolla su máxima capacidad flexionante ($Fb_x = 0.60\ Fy$).



La figura 5.1.5*a* ilustra estos tipos de longitudes.

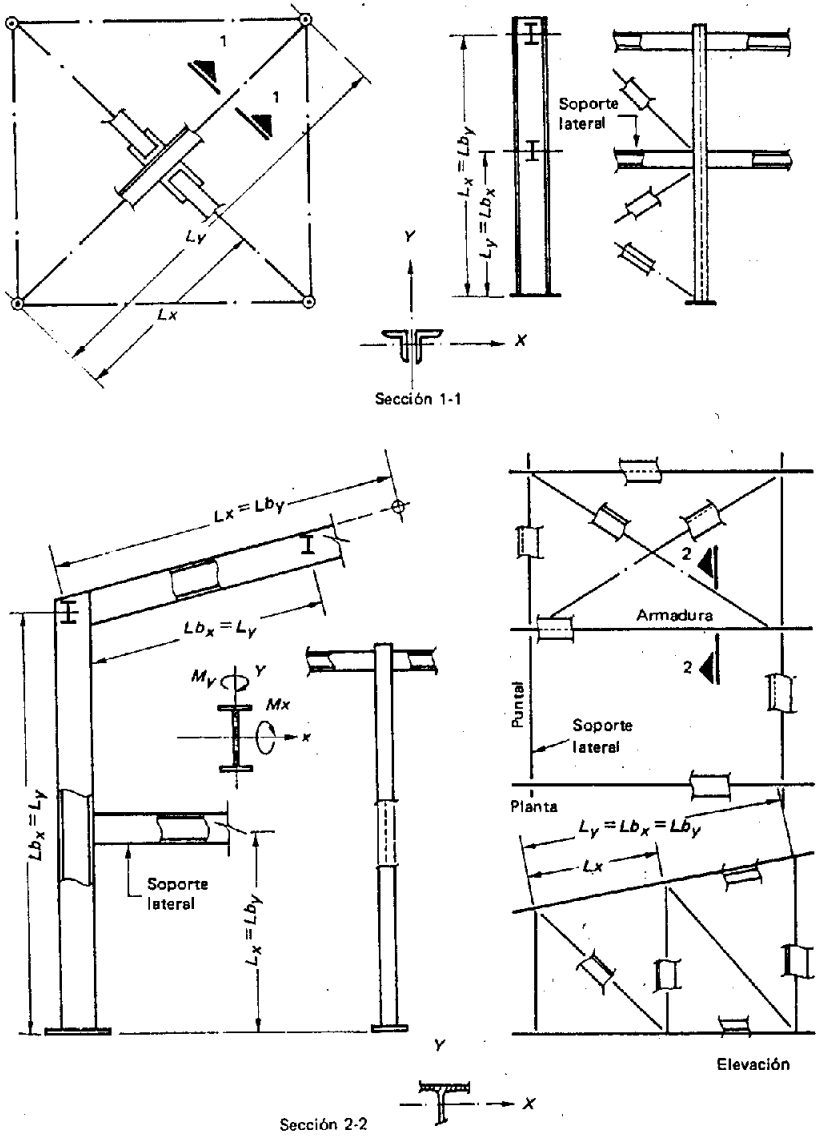



Figura 5.1.5.*a*. Longitud de esbeltez y longitud arriostrada como se define en el inciso 5.1.4

### 5.1.6 Pandeo local

Cuando un miembro estructural está sujeto a fuertes cargas concentradas, la sección transversal más débil tiende a "plegarse", y experimenta un pandeo comúnmente llamado *pandeo local.*

Este pandeo se manifiesta en los tipos conocidos como pandeo local del patín o alabeo, pandeo local del alma y desgarramiento del alma (Local Flange Buckling or Warping, local Web Buckling and Web Crippling).

Para restringir este tipo de pandeo, las especificaciones AISC limitan las relaciones $b/c$, $d/t$ y $h/t$ (ancho/espesor).

Cuando ocurre el pandeo local, deberán proveerse atiesadores verticales u horizontales.

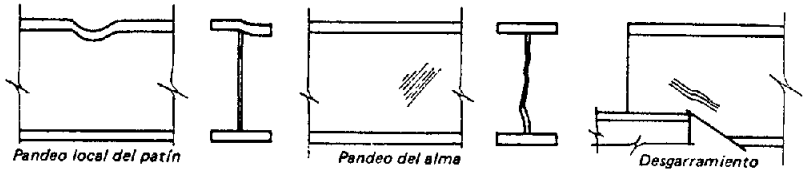



**Figura 5.1.6.*a*** Diferentes tipos de pandeo local.

### 5.1.7 Diseño y/o revisión de vigas de la estructura ejemplo

- *REVISION DE LA VIGA V-1*

*Paso 1. Elementos mecánicos* (figura 2.5.3.*a*)

$$P = \begin{bmatrix} \Sigma \text{ cargas} \\ \Sigma \text{ marcos contrav.} \end{bmatrix} \text{Coef. Comb.} = -\left(\frac{4.44 + 3.95 + 2.48}{3}\right)_{\substack{S \\ PEP \\ S}} 0.75 = -2.72t$$

*Paso 2. Sección propuesta*

254 X 146 IPR 31.3

$Lx = Ly = 6.0$ m

*Paso 3. Revisión de la sección* (tabla 5.1.3.*a*)

$$fa = ABS\left(-\frac{2720}{39.93}\right) = 68.12 \text{ Kg/cm}^2 \qquad \text{(esfuerzo actuante)}$$

$$¿\frac{b}{2C} = \frac{14.6}{2 \times 0.86} = 8.49 < 15.83? \text{ Sí} \qquad \text{(Pandeo del patín)}$$

$Qs = 1.00$



$$¿\frac{d}{t} = \frac{25.1}{0.61} = 41.15 < 42.17? \text{ Sí} \qquad \text{(Pandeo del alma)}$$

$Q_A = 1.00$

$$Cc = \sqrt{\frac{2 \times 3.1416^2 \times 2100000}{1.00 \times 1.00 \times 2530}} = 128.00$$

¿ $-2140 < 0$? ¡Sí!

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.00 \times 600}{3.17} = 189.27 \qquad \text{(Pandeo de Col.)}$$

¿ $189.27 > 200$? ¡No!

$189.27 < 128.00$? ¡No!

(Esfuerzo resistente)

$$Fa = \frac{12 \times 3.1416^2 \times 2100000}{23\,(189.27)^2} = 301.86 \text{ Kg/cm}^2$$

Fin del diseño, se acepta la sección 254 X 146 IPR 31.30

¿ $68.12 > 301.86$? ¡No!

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{68.12}{301.86} = 0.223 << 1.00 \qquad \text{(Interacción)}$$

$$\text{F. S.} = \frac{1}{0.223} = 4.48 >> 1.00 \qquad \text{(Factor seguridad)}$$

*Conclusión:*

Aunque el puntal está sobrado en cuanto a resistencia, es aceptable, puesto que cumple en forma necesaria y suficiente con los requerimientos de las especificaciones, (peralte mínimo y relación de esbeltez mínima) que en este caso rigen el diseño;

Entonces $\boxed{V\text{-}1 = 254 \text{ X } 146 \text{ IPR } 31.3}$

*2. REVISION VIGA V-2*

*Paso 1. Elementos mecánicos* (ver figura 2.5.3.*a*).

$$P = 0.75\left(\frac{4.44 + 3.95 + 2.48 + 7.90 + 10.34}{3}\right)_{\substack{S \\ PEP \\ S \\ PEP \\ S}} = -7.28 \text{ ton}$$

*Paso 2. Sección propuesta.*

254 X 146 IPR 31.3
$Lx = Ly = 6.00$ m

*Paso 3. Revisión de la sección* (tabla 5.1.3.*a*)

$fa = ABS\left(-\frac{7280}{39.93}\right) = 182.32$ Kg/cm² (actuante)

$Fa$ = ver diseño y revisión viga $V$-1 = 301.86 Kg/cm² (resistente)

¿182.32 > 301.86? ¡No! Fin de diseño; se acepta la sec. 254 X 146 IPR 31.30.

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{182.32}{301.86} = 0.60 < 1.00 \quad FS = 1.66 > 1.00$$

*Conclusión:* V-2 = 254 X 146 IPR 31.30

*3. REVISION VIGA V-3 (PUNTAL)*

$Lx = Lb_x = Lb_y = 0$ cm
$Ly = 6.00$ m

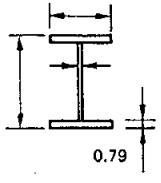
*Paso 1. Elementos mecánicos* (ver figura 2.5.3.*a*)

$P = -8.08$ ton · Marco $A$ y $D$
$V = -6.03$ ton · Tabla 4.2.2.$C$
$M = 9.05$ ton-m · Miembro 28. Condición de carga 12

*Paso 2. Sección propuesta*

356 X 203 IPC 42.50

*a*) Propiedades.




$A = 53.85$ cm²
$ry = 4.53$ cm
$Ix = 11797$ cm⁴
$Sx = 663$ cm³



*b*) *Dimensiones por especificación.*

$$\frac{KL}{r} \leq 200 \therefore \quad r = \frac{KL}{200} = \frac{1.0 \times 600}{200} = 3.00 \text{ cm} < 4.53 \text{ cm}$$

$$b = \frac{r}{0.22} = \frac{3.00}{0.22} = 13.64 \text{ cm} < 20.30 \text{ cm}$$

$$d = \frac{L}{23} = \frac{600}{23} = 26.09 \text{ cm} < 35.60 \text{ cm}$$

*Paso 3. Revisión de la sección*

*a*) Compresión axial (tabla 5.1.3.*a*)

$$\frac{KxLx}{rx} = \frac{1.00 \times 100^*}{14.80} = 6.76$$

$$\frac{KyLy}{ry} = \frac{1.00 \times 600}{4.53} = 132.45 \text{ rige}$$

$$fa = ABS\left(\frac{P}{A}\right) = ABS\left(-\frac{8080}{53.85}\right) = 150.05 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (actuantes)}$$

$$¿\frac{b}{2C} = \frac{20.32}{2 \times 0.79} = 12.86 < 15.83? \text{ ¡Sí!} \quad Qs = 1.00$$

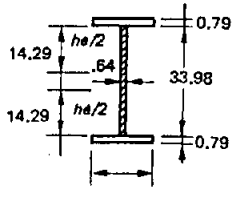
$$¿\frac{h}{t} = \frac{33.98}{0.64} = 53.09 < 42.17? \text{ No!}$$

$$f = 0.6\, QsFy = 1518.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$he = \frac{2120.946 \times .64}{\sqrt{1518}}\left[1 - \frac{371.375}{(53.09)\sqrt{1518}}\right] = 28.59 < 33.98$$

$$Q_A = \frac{53.85 - (33.98 - 28.59)\,0.64}{53.85} = 0.94$$

$$Cc = \sqrt{\frac{2 \times 3.1416^2 \times 2100000}{1.00 \times 0.94 \times 2530}} = 132.03$$



www.elsolucionario.org



¿ − 8080 < 0? ¡Sí!

¿ 132.45 > 200? ¡No!

¿ 132.45 < 132.03? ¡No!

$$Fa = \frac{12 \times \overline{3.1416}^2 \times 2100000 \times 1.0 \times .94}{23\,(132.45)^2} = 579.42 \text{ Kg/cm}^2$$ (resistente)

150.05 > 579.42? ¡No! ——— a la revisión de columnas a flexo-compresión biaxial

*b*) Flexión (tabla 5.1.3.*b*)

$$fb_x = \frac{Mx}{Sx} = \frac{905000}{663} = 1365.01 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$ (actuante)

$$¿\frac{150.05}{2530} = 0.059 < 0.16? \text{ Sí}$$

$$¿\frac{d}{t} = \frac{35.56}{0.64} = 55.56 < \frac{5365.238}{\sqrt{2530}}\left[1 - \frac{3.74 \times 150.05}{2530}\right] =$$

85.01? ¡Sí!

¿ $Lb_x \leq 12.67b$ *100 < 12.67 × 20.32? ¡Sí! (257.45)

$$¿\ Lb_x \leq \frac{1405555.556 \times 20.32 \times 0.79}{35.56 \times 2530};\ 100 < 250.79?$$ ¡Sí!

$$¿\frac{b}{2C} = \frac{20.32}{2 \times 0.79} = 12.86 < 15.83?$$ ¡Sí!

¿ 12.86 < 10.83? ¡No!

$$Fb_x = 2530[0.79 - 0.000238\,(12.86)\sqrt{2530}] = 1609.21 \text{Kg/cm}^2$$

*c*) Interacción

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{150.05}{579.42} = 0.259 > 0.15$$

*Cuando el patín de compresión está soportado lateralmente por una losa, se podría decir que la longitud efectiva entre puntos arriostrados es de 0 cm; sin embargo, para efectos de diseño, el autor propone una longitud simbólica de 100 cm.



$$F'e_x = \frac{12\pi^2 E\, QsQ_A}{23\left(\frac{KxLx}{r_{bx}}\right)^2} = \frac{12 \times \pi^2 \times 2100000 \times 1.0 \times .94}{23\left(\frac{1.0 \times 100}{14.8}\right)^2} =$$

222650.53 Kg/cm²

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{Cmx\, fb_x}{\left(1 - \frac{fa}{F'e_x}\right) Fb_x} \leq 1 \quad \text{ó} \quad \frac{fa}{0.6\,Fy} + \frac{fb_x}{Fb_x} \leq 1.0$$

$$0.259 + \frac{0.85 \times 1365.01}{\left(1 - \frac{150.05}{222650.53}\right) 1609.21} = 0.980 < 1.00$$

$$\frac{150.05}{1518.0} + \frac{1365.01}{1609.21} = 0.947 < 1.00$$

*d*) Deflexión

$$\Delta_{PERM} = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1.67 \text{ cm}$$

$$\Delta_{Máx} = \frac{5\,WL^4}{384\,EI} = \frac{5 \times 20.4\,(600)^4}{384 \times 2100000 \times 11797} = 1.39 \text{ cm}$$

$\Delta_{Máx} < \Delta_{PERM}$ 1.39 cm < 1.67 cm

*Conclusión:*

**V-3 = 356 × 203 IPC 42.5**

*4. DISEÑO DE LA VIGA V-4* (Figura 2.2.10.*b*)

*Paso 1. Elementos mecánicos* (inciso 2.4)

*PPE* $W = 0.43$ T/m²
*PEV* $W = 0.04$ T/m²
*CVP* $W = 0.50$ T/m²

$W_T = 0.97$ T/m²

$W = W_T a = 0.97 \times 2.00 = 1.94$ T/m

$$V = \frac{WL}{2} = \frac{1.94 \times 6}{2} = 5.82 \text{ Ton}$$

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{1.94 \times \overline{6.00}^2}{8} = 8.73 \text{ T-m}$$

*Paso 2. Sección propuesta*

356 X 203 IPC 42.5

$$d = \frac{L}{23} = \frac{600}{23} = 26.09 \text{ cm} < 35.6 \text{ cm}$$

$$r_{mín} = \frac{KL}{200} = \frac{1.0 \times 600}{2} = 3.00 < 4.53 \text{ cm}$$

$$b = \frac{r}{0.22} = \frac{3.00}{0.22} = 13.64 \text{ a cm} < 20.30 \text{ cm}$$

*Paso 3. Revisión de la sección*

*a*) Carga axial (tabla 5.1.3.*a*)

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{0.00}{53.85} = 0.00$$

*b*) Flexión (tabla 5.1.3.*b*)

$$fb_x = \frac{Mx}{Sx} \quad \frac{873000}{663} = 1316.74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{fa}{Fy} = \frac{0}{2530} = 0 < 0.16$$

$$¿\frac{d}{t} = \frac{35.6}{0.64} = 55.63 < \frac{5365.238}{\sqrt{2530}} = 106.67? \quad ¡Sí!$$

$$¿Lb_x < 12.67 \times b? \quad *100 < 257.45? \quad ¡Sí!$$

$$¿Lb_x < \frac{1405\,555.556\ bc}{d\ Fy}? \quad *100 < \frac{1405555.556 \times 20.32 \times .79}{35.56 \times 2530} =$$

$$250.79? \quad ¡Sí!$$

$$¿\frac{b}{2C} = \frac{20.32}{2 \times 0.79} = 12.86 < 15.83? \quad ¡Sí! \quad Qs = 1.00$$

$$¿12.86 < 10.83? \quad ¡No!$$

$$Fb_y = 2530\,[\,0.79 - 0.000238\,(12.86)\sqrt{2530}\,] = 1609.21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$¿fb_x > Fb_x \ ? \quad 1316.74 > 1609.21? \quad ¡No!$$

*Arbitrariamente, el autor considera, para aquellas vigas soportadas lateralmente por el sistema de losa de entrepiso, un valor simbólico de $Lb_x = 100$ cm.



Fin del programa, la viga es aceptable por flexión.

$$\frac{fb_x}{Fb_x} = \frac{1316.74}{1609.21} = 0.82 < 1.00 \quad F.S. = 1.22$$

*c*) Revisión por cortante

$$V = \frac{V}{dt} = \frac{5820}{35.6 \times 0.64} = 255.44 \text{ Kg/cm}^2 < 0.40\,Fy$$

1010.00 Kg/cm² ¡La sección es satisfactoria por cortante!

*d*) Revisión por deflexión

$$d_{PERM} = L/360 = 600/360 = 1.67 \text{ cm}$$

$$d_{máx} = \frac{5\ WL^4}{384\ EI} = \frac{5 \times 19.4\ (600)^4}{384 \times 2100000 \times 11797} = 1.32 \text{ cm}$$

$¿d_{máx} < d_{PERM}?$ ¿1.32 < 1.67 ? ¡Sí! ¡La viga es aceptable por deflexión!

*Conclusión:*

La sección V-4 = 356 X 203 IPC 42.5 es adecuada.

*5. DISEÑO VIGA V-5* (figura 2.2.10.*b*)

*Paso 1. Elementos mecánicos* (figura 2.5.4.*a*)

*a*) Cargas

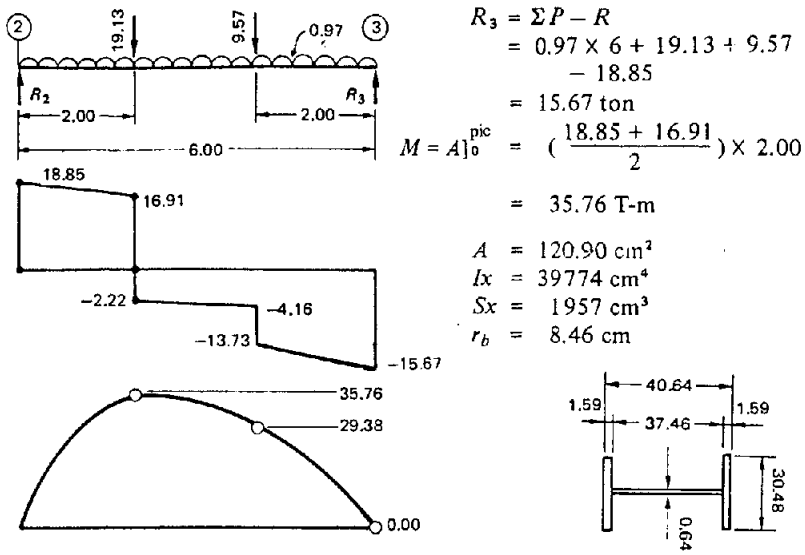
$W_T = 0.43 + 0.04 + 0.50 = 0.97$ T/m
$P_1$ @ 2.00 = 2.20 + 8.78 + 8.15 = 19.13 Ton
$P_2$ @ 4.00 = 1.10 + 4.39 + 4.08 = 9.57 Ton

*b*) Análisis

$$R_2 = \frac{\Sigma M}{L} = \frac{\Sigma Px}{L}$$

$$= \frac{0.97 \times 6 \times \overline{3} + 19.13 \times \overline{4} + 9.57 \times \overline{2}}{6.00}$$

$$= 18.85 \text{ Ton}$$




$R_3 = \Sigma P - R$
$= 0.97 \times 6 + 19.13 + 9.57 - 18.85$
$= 15.67$ ton

$M = A]_0^{pic} = \left(\frac{18.85 + 16.91}{2}\right) \times 2.00$

$= 35.76$ T-m

$A = 120.90$ cm²
$Ix = 39774$ cm⁴
$Sx = 1957$ cm³
$r_b = 8.46$ cm

Figura 5.1.7*a*. Diagrama de cargas de la viga V-5.

*Paso 2. Sección propuesta*

406 × 305 IPC 95.50

*Paso 3. Revisión de la sección*

*a*) Revisión por carga axial (no requiere)
*b*) Revisión por flexión (tabla 5.1.3.*b*)

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{0}{120.90} = 0$$

$$\frac{fa}{Fy} = \frac{0}{2530} = 0$$

$$¿\frac{d}{t} = \frac{40.64}{0.64} = 63.50 < \frac{5365.238}{\sqrt{2530}}\left(1 - \frac{3.74 \times 0.00}{2530}\right)? \; ¿106.67? \text{¡Sí!}$$

$$¿Lb_x = 100 < 12.67\,b? \; = (12.67 \times 30.48 = 386.18) \qquad \text{¡Sí!}$$

$$¿Lb_x = 100 < \frac{1405555.556\,bc}{d\,Fy}? = \frac{1405555.556 \times 30.48 \times 1.59}{40.64 \times 2530} =$$

662.50? ¡Sí!



$$¿\frac{b}{2C} = \frac{30.48}{2 \times 1.59} = 9.58 < 10.83 < 15.83\,? \qquad \text{¡Sí!}$$

Entonces $Fb_x = 0.66\,Fy = 0.66 \times 2530 = 1669.80$ Kg/cm²

$$Fb_x = \frac{Mx}{Sx} = \frac{3576000}{1957} = 1827.29 \text{ Kg/cm}^2$$

¿$fb_x < Fb_x$? ¿1827.29 > 1669.80? Sí → Modificar las dimensiones

Se cambia la sección a 610 × 305 IPC 97.6 $Sx = 2693$ cm³

$$¿\frac{fa}{Fy} = 0 < 0.16? \qquad \text{¡Sí!}$$

$$¿\frac{d}{t} = \frac{61}{0.79} = 77.22 < \frac{5365.238}{\sqrt{2530}}\,? \; (= 106.67) \qquad \text{¡Sí!}$$

$$¿Lb_x = 100 < 12.67\,b \; (= 12.67 \times 30.48 = 386.18)\,? \qquad \text{¡Sí!}$$

$$Lb_x = 100 < \frac{1405555.556\,bc}{d\,Fy} = \frac{1405555.556 \times 30.48 \times 1.27}{60.96 \times 2530}$$

$= 352.78$ ¡Sí!

$$\frac{b}{2C} = \frac{30.48}{2 \times 1.27} = 12 > 10.83 < 15.83$$

$$Fb = 2530\,[\,0.79 - 0.000238 \times (12)\sqrt{2530}\,] = 1635.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fb_x = \frac{3576000}{2693} = 1327.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{fb_x}{Fb_x} = \frac{1327.89}{1635.25} = 0.81 < 1.00;$$ la sección es adecuada

*c*) Revisión por cortante

$$fu = \frac{V}{dt} = \frac{18850}{61 \times 0.79} = 391.16 \text{ kg/cm}^2 < 0.4\,Fy$$

(1012.00 Kg/cm²)

*d*) Revisión por deflexión

$$d_{máx} = \frac{19130 \times \overline{200^2} \times \overline{400^2} + 9570 \times \overline{400^2} \times \overline{200^2}}{3 \times 2100000 \times 82095 \times 600} +$$

$$+ \frac{5\,(9.7)\,(600)^4}{384 \times 2100000 \times 82095} = 0.69 \text{ cm}$$

www.elsolucionario.org



$$d_{PERM} = \frac{L}{360} = \frac{600}{300} = 1.67 > 0.69 \text{ cm}$$ ¡La viga es satisfactoria!

*Conclusión:*

Se acepta la sección V-5 = 610 X 305 IPC 97.6

6. *DISEÑO VIGA V-6*

$L_{bx} = 100$ cm $L_{by} = 200$ cm

*Paso 1. Elementos mecánicos*

$$W = CM + CV = 0.43 + 0.04 + 0.50 = 0.97 \text{ T/m}^2$$

$$W = \frac{2WL}{3} = \frac{2 \times 0.97 \times 2}{3} = 1.29 \text{ T/m}$$

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{1.29 \times 2.00^2}{8} = 0.65 \text{ T-m}$$

*Paso 2. Sección propuesta*

152 X 102 IPR 12.7

$$d = L/23 = 200/23 = 8.70 \text{ cm} < 15.24 \text{ cm}$$

$$r = \frac{KL}{200} = \frac{1.00 \times 200}{200} = 1.00 \text{ cm} < 2.21 \text{ cm}$$

$$b = r/c = 1.00/0.22 = 4.55 \text{ cm} < 10.24 \text{ cm}$$

*Paso 3. Revisión de la sección*

*a*) Compresión por carga axial (no requiere revisión, $fa = 0$)
*b*) Compresión por flexión (tabla 5.1.3.*b*)

$$fb_x = Mx/Sx = 65000/83 = 783.13 \text{ Kg/cm}^2$$

$$¿\frac{d}{t} = \frac{15.24}{0.43} = 35.44 < \frac{5365.238}{\sqrt{2530}} = 106.67? \quad ¡Sí!$$

$$¿ Lb_x = 100 < 12.67b = 12.67 \times 10.16 = 128.72? \quad ¡Sí!$$

$$¿ Lb_x = 100 < \frac{1405555.556bc}{d\,Fy} = \frac{1405555.556 \times 10.16 \times 0.49}{15.24 \times 2530} = 181.48? \quad ¡Sí!$$



$$¿\frac{b}{2C} = \frac{10.16}{2 \times 0.49} = 10.37 < 10.83 < 15.83? \quad ¡Sí!$$

$$Fb_x = 0.66 \times Fy = 0.66 \times 2530 = 1669.8 > 783.13 \text{ Kg/cm}^2$$

*c*) Interacción

$$\frac{fb_x}{Fb_x} = \frac{783.13}{1669.80} = 0.469 << 1.00 \quad F.S. = 2.13$$

*Conclusión:*

La sección propuesta es adecuada, pero debido a que es un solo tramo de vigas V-6 y aproximadamente 77 tramos de V-1 y V-2, se cambiará la sección a V-6 = 254 X 146 IPR 31.3

*6a. SOPORTE LATERAL DE V-6 a V-7* (figura 2.2.10*b*)

Introducción: se plantea a continuación la suposición de que el sistema de piso no fuese losa de concreto y se desea saber si la viga V-6 proporciona soporte lateral a la viga V-7.

*Paso 1. Elementos mecánicos*

V-7, viga por arriostrar 610 X 203 IPC 77.2 (diseño preliminar)
$C = F_b S/d = 0.6 \times 2530 \times 1939/60.96 = 48.28$ ton
V-6, viga arriostradora 152 X 102 IPR 12.7 (diseño preliminar)
$P = 15\%\ C = 0.15 \times 48.28 = -7.24$ ton

*Paso 2. Revisión de la sección V-6* (tabla 5.1.3*a*) ton

$$KL/r = 1.00 \times 200/2.21 = 90.50$$

$$¿\frac{b}{2C} = \frac{10.16}{2 \times 0.49} = 10.37 < 15.83? \quad ¡Sí!\ Q_s = 1.00$$

$$¿\frac{d}{t} = \frac{15.24}{0.43} = 35.44 < 42.17? ¡Sí!\ Q_a = 1.00$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Q_s Q_a F_y}} = \sqrt{\frac{2 \times 3.1416^2 \times 2100000}{1.0 \times 1.0 \times 2530}} = 128.00$$

$$¿ P < 0 ? ¿ -7240 \text{ kg} < 0 ? \quad ¡Sí!$$

$$¿\frac{KL}{r} > 200 ? ¿ 90.50 > 200? \quad ¡No!$$

$$¿\frac{KL}{r} < C_c \; 90.50 < 128 \; ? \; ¡Sí!$$

$$F_a = \frac{1.0 \times 1.0 \left[ 1 - \frac{(90.5)^2}{2 \times 128^2} \right] 2530}{\frac{5}{3} + \frac{3(90.5)}{8(128)} - \frac{(90.5)^3}{8(128)^3}} = 1005.30 \text{ kg/cm}^2$$

$P_r = F_a \, A = 1005.30 \times 16.13 = 16.22$ ton

$P_r > P$ 16.22 ton $>$ 7.24 ton ¡La viga V-6 es adecuada para dar soporte lateral a la viga V-7!

*7. DISEÑO VIGA V-7.*

Como se indicó en el inciso 3.1.6, la sección será V-7 = 610 X 203 IPC 77.2

*8. REVISION VIGAS V-8 Y V-10*

*Paso 1. Elementos mecánicos* (tabla 4.2.2.*a*)

$P_{máx} = +4.22$ ton tensión
$V_{máx} = 21.47$ ton en $M_x = 0$ $\quad L_y = 200$ cm
$M_{máx} = 37.63$ *T-m* en $V_x = 0$ $\quad L_x = L_{bx} = L_{by} = 100$ cm

*Paso 2. Sección propuesta*

610 X 305 IPC 97.6

*Paso 3. Revisión de la sección* (tabla 5.1.3.*a*)

*a*) Carga axial de tensión

$$f_a = \frac{T}{A} = \frac{4220}{123.57} = 34.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{200}{6.97} = 28.69 < 240$$

$F_a = 0.6 \, F_y = 6 \times 2530 = 1518.00$ kg/cm$^2$

*b*) Compresión por flexión (tabla 5.1.3.*b*)

$$¿\frac{d}{t} = \frac{60.96}{0.79} = 77.16 < \frac{5365.238}{\sqrt{2530}} \left( 1 - \frac{3.74 \times 34.15}{2530} \right) = 101.28 \; ? \; ¡Sí!$$



$$¿\, 100 < 12.67 \times 30.48 \; ? \; ¡Sí!$$

$$¿\, 100 < \frac{1405555.556 \times 30.48 \times 1.27}{60.96 \times 2530} \; ? \quad ¡Sí!$$

$$\frac{b}{2c} = \frac{30.48}{2 \times 1.27} = 12.00 < 15.83 > 10.83$$

$$F_{bx} = 2530 \left[ 0.79 - 0.000238 \, (12) \sqrt{2530} \right] = 1635.26 \text{ kg/cm}^2$$

*c*) Interacción

$$\frac{34.15}{1518.00} + \frac{\frac{3763000}{2693}}{1635.26} = 0.88 < 1.00 \; ¡ok!$$

*d*) Cortante

$$f_u = \frac{V}{dt} = \frac{21470}{60.96 \times 0.79} = 445.82 < 1010 \text{ kg/cm}^2 \; ¡ok!$$

*e*) Deflexión (ver inciso 2.5.1.1)

$$\Delta_{máx} = \frac{Pa}{24 \, EI} (3L^2 - 4a^2) + \frac{5 \omega L^4}{384 \, EI}$$

$$= \frac{(5160 + 6000)(200)(3 \times 600^2 - 4 \times 200^2)}{24 \times 2100000 \times 82095} +$$

$$+ \frac{5(5.8 + 2.4 + 6.7) \, 600^4}{384 \times 2100000 \times 82095}$$

$$= 0.64 < L/360 = 600/360 = 1.67 \text{ cm} \; ¡ok!$$

*Conclusión:*

La sección V-8 = V-10 = 610 X 305 IPC 97.6 es adecuada.

*9. REVISION VIGA V-9*

*Paso 1. Elementos mecánicos*

$P_{máx} = +4.22$ ton tensión
$V_{máx} = 17.26$ ton
$M_{máx} = 32.77$ ton $-$ m

*Paso 2. Sección propuesta*

610 X 305 IPC 112.6

*Paso 3. Revisión de la sección*

Debido a que los elementos mecánicos son similares a las vigas V-8 y V-10, se propone la sección V-9 = 610 X 305 IPC 97.6

## 5.1.8 Diseño de conexiones de vigas

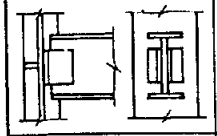
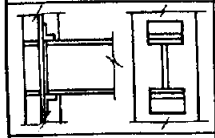
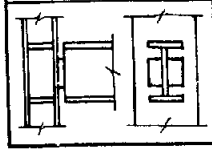
### *1. INTRODUCCION*

El diseño de conexiones de vigas está íntimamente ligado con el tipo de construcción. Por definición, una viga tendrá una conexión denominada comúnmente "a cortante" o construcción tipo 2.

La conexión puede ser soldada o atornillada y las fuerzas cortantes son transmitidas al miembro donde se conectan (viga, trabe o columna), por medio de placas o ángulos, cuya disposición permite el giro de la misma, imposibilitándola para resistir momento flexionante.

Por lo general, el montaje tiene las características indicadas en la tabla 5.1.8*a* (las más comunes).

**Tabla 5.1.8*a*** Disposición de conexiones de vigas y sus características de montaje (construcción tipo 2 vigas a cortante).

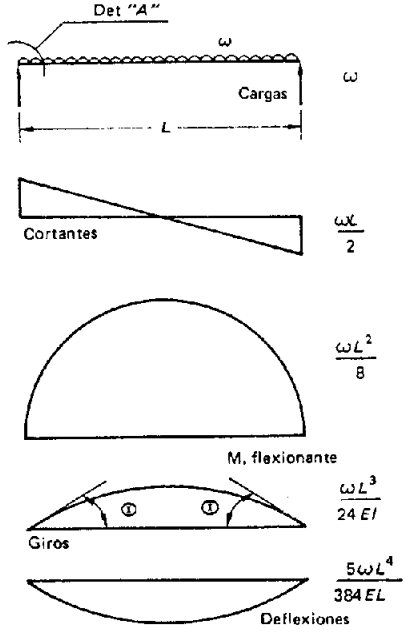
| *Detalle de conexión* | *Atornillada en taller y campo* | *Soldada en taller y campo* | *Soldada en taller Atornillada en campo* |
|---|---|---|---|
|  | Los ángulos vienen conectados del taller a la viga para ajustarse en el campo | Un ángulo viene soldado de taller a la columna y el otro punteado a la viga para soldar en campo | Un ángulo viene soldado de taller a la columna y el otro conectado a la viga para ajustar en el campo |
|  | Los ángulos vienen conectados del taller a la viga para ajustarse en el campo | El ángulo inferior viene soldado de taller en la columna y el otro punteado a la viga para soldar en campo | El ángulo inferior viene soldado de taller en la columna y el otro conectado a la viga para ajustar en el campo |
|  | La placa viene soldada de taller a la viga para ajustarse en el campo | La placa viene soldada de taller a la viga para soldarse en el campo | La placa viene soldada de taller a la viga para atornillarse en el campo. |



Con el objeto de absorber el giro de la viga flexionada, entre la misma y el elemento donde se conecta, se dejará una separación de 10 a 13 mm de holgura (el AISC recomienda 13 mm), misma que servirá también, para facilitar el montaje (ver ejemplo No. 5).

*a) Ejemplo No. 5*

Calcular el desplazamiento debido al giro máximo de una sección 2032 X 508 IPC 601 sujeta a carga uniformemente distribuida totalmente esforzada.



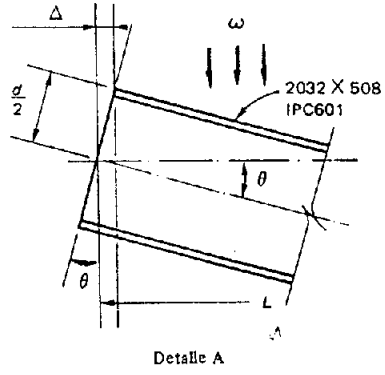




**Figura 5.1.8.*b*** Diagramas de vigas con carga uniforme.

A. Claro máximo $L$

$d = L/23 \therefore L = 23d = 23 \times 203.2 = 4673.6$ cm

B. Carga máxima "$\omega$"

$M = \omega L^2/8 \therefore \omega = 8M/L^2$ y $M = F_{bx}S_x$

$$\omega = \frac{8 \times 1518 \times 30598}{(4673.6)^2} = 17.01 \text{ kg/cm}$$

www.elsolucionario.org



C. Giro máximo (radianes y grados)

$$\Theta = \frac{\omega L^3}{24\,EI} = \frac{17.01 \times (4673.6)^3}{24 \times 2100000 \times 5827116} = 0.0059 \text{ radianes}$$

$$\Theta = \frac{180}{\pi}(0.0059) = 0.339°$$

D. Desplazamiento "Δ" máximo

$$\Delta = \frac{d}{2}\tan\Theta = \frac{203.2}{2}\tan 0.339 = 0.60 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$$

E. Conclusión:

- Con lo anterior, podemos observar que una holgura de 10 a 13 mm será más que suficiente para absorber el desplazamiento debido al giro máximo que pueda presentarse en el extremo.
- En caso de construcciones tipo 1 ó 3, el desplazamiento Δ debido al giro máximo es menor, puesto que el momento en el extremo restringe dicho desplazamiento, obteniéndose

$$\Delta = \frac{d}{2}\tan\left[\frac{180}{\pi}\left(\frac{\omega L^3}{24\,EI} - \frac{M}{EI}\right)\right]$$

Siendo $M$ el momento empotrado.

## 2. *CONEXIONES ATORNILLADAS SUJETAS A CORTANTES* (Construcción tipo 2).

El criterio para diseñar conexiones atornilladas sujetas a cortante debe basarse fundamentalmente en lo siguiente:

- Seleccionar el tipo de conexión (fricción o aplastamiento, definiendo si es a base de ángulos o de placas según especificación).
- Obtener el cortante de diseño (por análisis o por especificación).
- Diseñar la conexión (cortante o tensión).
- Checar el aplastamiento en el alma de la viga, placas o ángulos y alma o patines de vigas, trabes o columnas (tipo aplastamiento).

### *a) Ejemplo No. 6*

Diseñar la conexión de la viga-col V-10/K-3 usando los tornillos ASTM A-325N-3/4"$\phi$ tipo fricción, mediante 2 ángulos.



*Paso 1.* Elementos mecánicos.

V-10 = 610 X 305 IPC 97.6

$V_A$ análisis tabla 4.2.2*a* miembro II Cond. carga 12 = 1.33 X 21.47 = 28.55 ton
$V_A$ C. dis $V_A$ C. diseño 2 .1.1.(10) $a$ = 85% $fvdt$ = 0.85 X 0.4 X 2530 X 60.90 X 0.79 = 41.43 ton rige.

*Paso 2.* Diseño de la conexión (tabla 5.1.8.*e*).

$A_\phi = 2.85$ cm²
¿ASTM = 490 ? no
¿ASTM = 325 ? sí → $F_v = 1230.36$ kg/cm²

$$N = \frac{V_A}{2A\,F_v} = \frac{41430}{2 \times 2.85 \times 1230.36} = 5.91: N = 6 \text{ tornillos (número de tornillos a corte).}$$

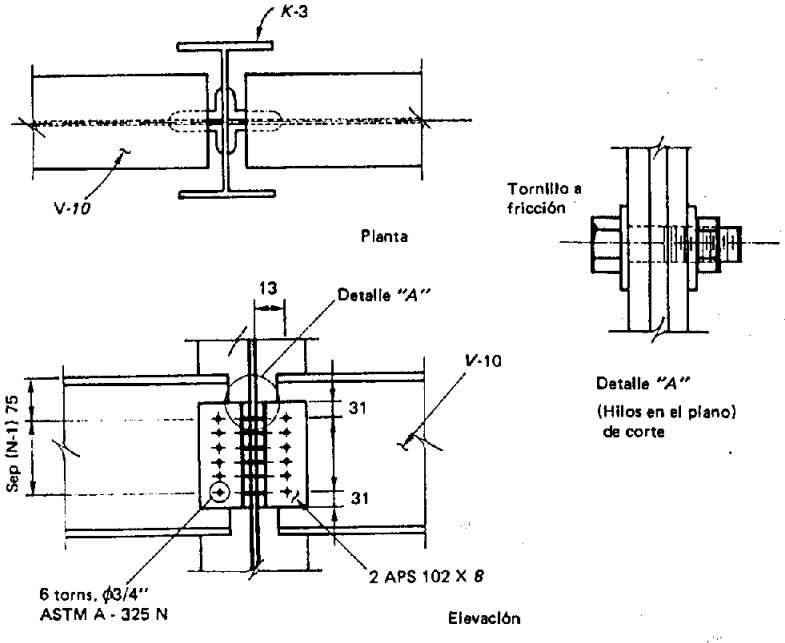



Figura 5.1.8*c* Detalle de una conexión atornillada

$V_1 = 2AF_vN = 2 \times 2.85 \times 1230.36 \times 6 = 42.08$ ton
$L$ = 2(Dist. a un canto) + Sep $(N\text{-}1) = 2 \times 3.1 + 6(6\text{-}1) = 36.20$ cm
Holgura = $d$ − (Loc. 1er. torn − Dist. a un canto + $L$ + $k$)
= 60.96 − (7.5 − 3.1 + 36.2 + 1.8) = 18.56 cm
¿ $O \geqslant 18.56$ ? ¡no!
¿ $35.70 \geqslant 60.96$ ? ¡no!
¿ $91.50 \geqslant 60.96$ ? ¡sí! → $b = 10.16$ cm y $c = 0.79375$ cm
$V_2 = 2\ Lc\ Fv_{A\text{-}36} = 2 \times 36.2 \times .79375 \times 0.4 \times 2530 = 58.16$ ton
¿ $41.43 \geqslant 58.16$ ? ¡no! (corte resistente por el clip)
¿ $42.08 \geqslant 58.16$ ? ¡no! → $V_1 = V_R = 42.08$

*Resultados:*

6 torns 3/4"$\phi$ ASTM A-325N clip ⌐⌐ -4" x5/16" X 362 mm

*b) Ejemplo No. 7*

Diseñar la conexión de la viga-col V-10/K-3 usando los tornillos ASTM A-325N-3/4"$\phi$ tipo aplastamiento mediante 2 ángulos.

*Paso 1.* Elementos mecánicos

$V$-10 = 610 X 305 IPC 97.6
$V_A$ = cortante de diseño (ídem ejemplo 6) = 41.43 ton

*Paso 2.* Diseño de la conexión (tabla 5.1.8.*e*)

¿ ASTM = 307 ? ¡no!
¿ ASTM = 490 ? ¡no!
¿ ASTM = 325 ? ¡sí!
¿ disp. hilos = 2 ?* ¡no! $F_v = 1476.43$ kg/cm²
¿ $35.70 \geqslant 60.96$ ? ¡no!
¿ $91.50 \geqslant 60.96$ ? ¡sí!
$b = 10.16$ y $c = 0.79375$

- Torns (corte) $N_1 = \dfrac{V_A}{2\ A_\phi\ F_v} = \dfrac{41430}{2 \times 2.85 \times 1476.43}$

$= 4.92$ torns
$N_1 = 5$ torns

*A-325N significa hilos incluidos en el plano de corte y disp. H = 1
A-325X significa hilos excluidos del plano de corte y disp. H = 2



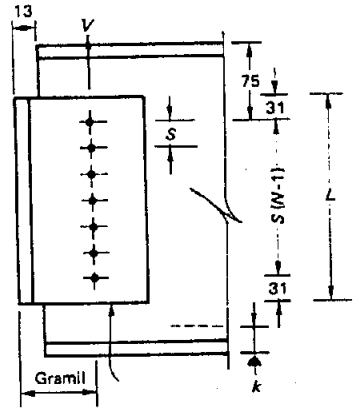
- Torns (Aplastam. clip) $N_2 = \dfrac{V_A}{F_p\ \phi c} = \dfrac{41430}{5097.19 \times 1.905 \times 79375}$

$= 5.38$ torns
$N_2 = 6$ torns

- Torns (Aplastam. alma viga) $N_3 = \dfrac{V_A}{F_p\ \phi t} = \dfrac{41430}{5097.19 \times 1.905 \times 0.79375} =$

$= 5.38$ torns
$= 6$ torns

¿ $N_2 \geqslant N_1$ ? ¡sí!




*NOTA:* El AISC estipula $F_p = LFu/2d$ en donde $L$ es la distancia en pulgadas medida en la línea de la fuerza de la línea de centro de un tornillo al borde más cercano de un tornillo adyacente ($S_{mfn} = 3d - d/2 = 4.75$ cm) o al extremo de la parte conectada hacia el cual la fuerza es dirigida ($S = 7.5$ cm); rige $S = 4.75$ cm (Struct. Joints Using. A-325 o A-409 Bolts Table 2).

**Figura 5.1.8*d*.**

¿ $N_2 \geqslant N_3$ ? ¡sí! rige $N_2 = 6$ torns
$V_R = V_2 = N\ F_p\ \phi c = 6 \times 5097.19 \times 1.905 \times 0.79 = 46.03$ ton
$L$ = 2(Dist. canto) + $sep_{real}$ $(N\text{-}1) = 2 \times 3.1 + 6(6\text{-}1) = 36.20$ cm
Holg. = $d$ − (Dist. 1er. $\phi$) + (Dist. canto) − $L$ − $k$
= 60.96 − 7.5 + 3.1 − 36.2 − 1.8 = 18.56 cm > 0
$V_4 = 2\ Lc\ F_v\ A_{36} = 2 \times 36.2 \times 0.79375 \times 0.4 \times 2530 = 58.16$ ton
¿ $V_4 > V_R$ ? ¡sí!

entonces $V_R = V_2 = 46.03$ ton

*Resultados:*

6 tornillos 3/4"$\phi$ ASTM A-325N
clip ⌐⌐-2 APS 4" 5/16" X 362

*c) Conclusiones:*

- Las conexiones atornilladas deben diseñarse fundamentalmente por aplastamiento y con hilos excluidos del plano de corte.
- En vista del procedimiento tan sencillo de cálculo, se recomienda calcular y tabular las conexiones atornilladas de todas las secciones de los manuales AHMSA, Monterrey, AISC, etc., y referir los tipos de conexión a dichas tablas.
- Se propone tabular con los siguientes elementos estructurales y restricciones (ver tabla 5.1.8.*e*):

Conexión: tipo aplastamiento, agujeros estándar y con los hilos excluidos del plano de corte.
Tornillos: ASTM A-325 X $\phi$3/4" (2 mínimo por especific.).
Angulos: 3" X 3" X 5/16" perf. lam. $d \leq 14"$ una sola hilera.
4" X 4" X 5/16" perf. lam. $d > 14"$ una sola hilera.
6" X 6" X 3/8" perf. comp. $d > 36"$ una o dos hileras.

*d) Fórmulas para el diseño de conexiones atornilladas*

- Fricción

$$N = \frac{V_A}{2\, A_\phi\, F_v} \quad \therefore$$

$N$ = Número de tornillos a corte; s/u
$V_A$ = cortante actuante; kgs
$A_\phi$ = área del tornillo; cm$^2$
$F_v$ = esfuerzo resistente al corte; kg/cm$^2$
Esfuerzo Cortante doble = 1230.36 para A-325 y 1546.73 A-490

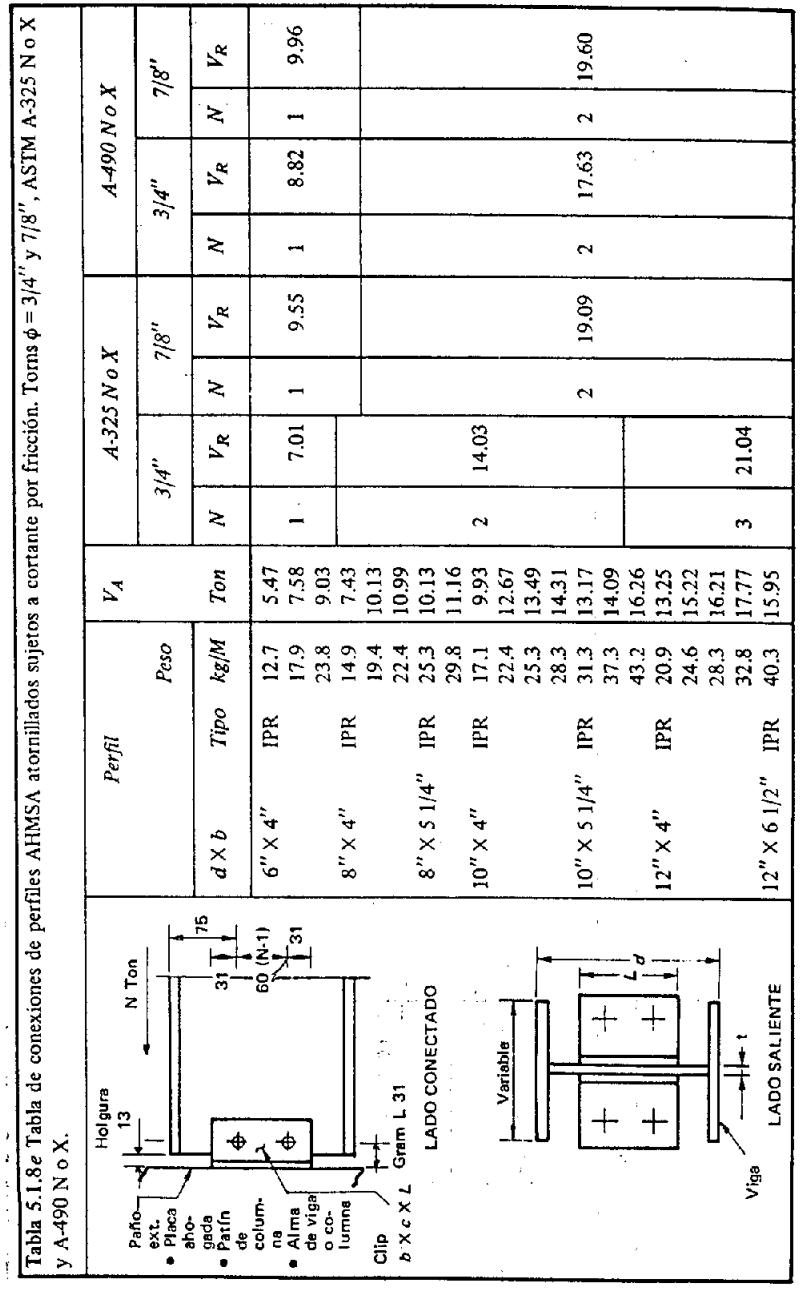
- Aplastamiento

$$N_1 = \frac{V_A}{2\, A_\phi\, F_v} \qquad N_2 = \frac{V_A}{F_p\, \phi\, c} \qquad N_3 = \frac{V_A}{F_p\, \phi\, t}$$

$N_1$ = Núm. de torns. a corte; s/u
$N_2$ = Núm. de torns. P/Aplast. del clip (ángulo)
$N_3$ = Núm. de torns. P/Aplast. del alma (viga)
$F_v$ = 703.06 kg/cm$^2$ A-307 Esf. Resist. al corte
= 1476.43 kg/cm$^2$ A-325 N 2109.18 A-325 X
= 1968.57 kg/cm$^2$ A-490 N 2812.24 A-490 X
$F_p$ = Esfuerzo resistente al Aplast., kg/cm$^2$
= 5097.19 kg/cm$^2$
$\phi$ = Diámetro del tornillo; cm
$c$ = Espesor del ángulo o clip; cm
$t$ = Espesor del alma de la viga; cm

Tabla 5.1.8*e* Tabla de conexiones de perfiles AHMSA atornillados sujetos a cortante por fricción. Torns $\phi = 3/4"$ y 7/8", ASTM A-325 N o X y A-490 N o X.

| Perfil $d \times b$ | Tipo | Peso kg/M | $V_A$ Ton | A-325 N o X 3/4" N | A-325 N o X 3/4" $V_R$ | A-325 N o X 7/8" N | A-325 N o X 7/8" $V_R$ | A-490 N o X 3/4" N | A-490 N o X 3/4" $V_R$ | A-490 N o X 7/8" N | A-490 N o X 7/8" $V_R$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6" X 4" | IPR | 12.7 | 5.47 | | | | | | | | |
| | | 17.9 | 7.58 | 1 | 7.01 | 1 | 9.55 | 1 | 8.82 | 1 | 9.96 |
| | | 23.8 | 9.03 | | | | | | | | |
| 8" X 4" | IPR | 14.9 | 7.43 | | | | | | | | |
| | | 19.4 | 10.13 | | | | | | | | |
| | | 22.4 | 10.99 | | | | | | | | |
| 8" X 5 1/4" | IPR | 25.3 | 10.13 | | | | | | | | |
| | | 29.8 | 11.16 | 2 | 14.03 | | | | | | |
| 10" X 4" | IPR | 17.1 | 9.93 | | | | | | | | |
| | | 22.4 | 12.67 | | | | | | | | |
| | | 25.3 | 13.49 | | | | | | | | |
| | | 28.3 | 14.31 | | | | | | | | |
| 10" X 5 1/4" | IPR | 31.3 | 13.17 | | | 2 | 19.09 | 2 | 17.63 | 2 | 19.60 |
| | | 37.3 | 14.09 | | | | | | | | |
| | | 43.2 | 16.26 | | | | | | | | |
| 12" X 4" | IPR | 20.9 | 13.25 | | | | | | | | |
| | | 24.6 | 15.22 | | | | | | | | |
| | | 28.3 | 16.21 | | | | | | | | |
| | | 32.8 | 17.77 | 3 | 21.04 | | | | | | |
| 12" X 6 1/2" | IPR | 40.3 | 15.95 | | | | | | | | |



www.elsolucionario.org

**Tabla 5.1.8.e** (Continuación)

| Dimensiones del clip | | |

$$x = \frac{k^2}{1+2k} = \frac{0.227^2}{1+2 \times 0.227} = 0.035$$

$$a = \frac{b - xl}{l} = \frac{7.62 - 0.035 \times 28}{28} = 0.237$$

$$I_p = l^3 \left[ \frac{(1+2k)^3}{12} - \frac{k^2 (1+k)^2}{1+2k} \right]$$

$$= 28.0^3 \left[ \frac{(1+2 \times 0.227)^3}{12} - \frac{0.227^2 (1+0.227)^2}{(1+2 \times 0.227)} \right] = 4449.23 \text{ cm}^3$$

véanse tablas XIX-XXVI página 4-71 AISC 8a. edición.

- Esf. Sold. $f_R = 2 F_v$ Sen 45° = 2 X .3 X 4921.42 Sen 45° = 2087.98 kg/cm²
- Fracción Esp. = 1/16"; 1/16" = 0.158795 cm
- $C$ = 0.79375 = Esp. crítico
- ¿Esp. $ct \leqslant 1/2"$ ? ¡sí! $S_A$ mín = 0.47625 $S_A$ máx = 0.635 cm
- Asigna $S_A = S_A$ mín $\rightarrow S_A$ máx.

*Paso 3.* Diseño del lado conectado

$$P_{RA} = \frac{f_R{}^{(1)}}{\sqrt{\left[\frac{1}{l(1+2k)} + \frac{al^2 (k-x)}{I_p}\right]^2 + \left(\frac{a l^2}{2 I_p}\right)^2}}$$

$$P_{RA} = \frac{1789.70 \times 0.47625}{\sqrt{\left[\frac{1}{28 (1+2 \times .227)} + \frac{0.237 \times 28.0 (.227 - .035)}{4449.28}\right]^2 + \left(\frac{.237 \times 28.0}{2 \times 4449.28}\right)^2}}$$

con $S_A = .47625 \rightarrow P_{RA} = 25718.60$

$$V_{RA} = P_{RA} \frac{D^{(2)}}{S_A} = \frac{25718.60 \times 0.64 \times .4847}{0.47625} = 16.75 \text{ ton} < 19.60 \text{ ton}$$

*Notas:*

(1) $f_R = 2 R_v$; ver la tabla 5.1.8*g*.

(2) La reducción indicada trata de evitar la fatiga del espesor de la pieza más delgada según AISC, tabla 1.5.3:
E-70xx corte soldadura = corte placa acero
2 X 0.3 X 4921.42 Sen 45° D = 0.4 X 2530 $t$
∴ D = 0.4847 para E-70
y D = 0.5655 para E-60
véase la tabla 5.1.8. h para E-60xx.



**Tabla 5.1.8*g*** Capacidad $R_v$ (kg/cm) soldaduras a corte.

| *Espesor de soldadura t* Pulg | mm | *Electrodo* E-60xx Fy = 4218.36 | *Electrodo* E-70xx Fy = 4921.42 |
|---|---|---|---|
| 1/8" | 3 | 284.11 | 331.47 |
| 3/16" | 5 | 426.17 | 497.20 |
| 1/4" | 6 | 568.23 | 662.93 |
| 5/16" | 8 | 710.29 | 828.67 |
| 3/8" | 10 | 852.34 | 994.40 |
| 7/16" | 11 | 994.40 | 1160.13 |
| 1/2" | 13 | 1136.46 | 1325.87 |

$R_v = t$ Sen 45° X 0.30 $Fy$ $_{\text{E-60xx}}^{\text{E-70xx}}$

**Tabla 5.1.8*h*** Espesores mínimos y máximos de soldaduras de filete (M.M.).

| *Espesor de material de la parte más gruesa de la junta C* Pulg | mm | *Electrodo E-60xx* Espesor mínimo $t$ Fig. 1 | Espesor máx T: Una placa coinc. Fig. 1.2 | Espesor máx T: Dos placas coinc. Fig. 3 | *Electrodo E-70xx* Espesor mínimo $t$ Fig. 1 | Espesor máx. T: Una placa coinc. Fig. 1.2 | Espesor máx. T: Dos placas coincid. Fig. 3 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1/4" | 6 | 3 | 5 | 3 | 3 | 5 | 3 |
| 5/16" | 8 | 5 | 6 | 5 | 5 | 6 | 3 |
| 3/8" | 10 | 5 | 8 | 5 | 5 | 8 | 5 |
| 7/16" | 11 | 5 | 10 | 6 | 5 | 10 | 5 |
| 1/2" | 13 | 5 | 11 | 8 | 5 | 11 | 6 |
| 5/8" | 16 | 6 | 14 | 8 | 6 | 14 | 8 |
| 3/4" | 19 | 6 | 17 | 11 | 6 | 17 | 10 |
| 7/8" | 22 | 8 | 21 | 13 | 8 | 21 | 10 |
| 1" | 25 | 8 | 24 | 14 | 8 | 24 | 13 |
| 1 1/4" | 32 | 8 | 30 | 17 | 8 | 30 | 16 |
| 1 1/2" | 38 | 8 | 37 | 21 | 8 | 37 | 19 |
| 1 3/4" | 44 | 8 | 43 | 25 | 8 | 43 | 21 |
| 2" | 51 | 8 | 49 | 29 | 8 | 49 | 24 |
| 2 1/4" | 57 | 8 | 56 | 32 | 8 | 56 | 27 |

*Espec. AISC. 1.17.2, 1.17.3. Tabla 1.5.3* — *Observaciones*

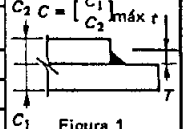


Figura 1

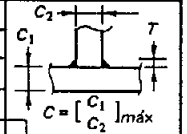


Figura 2

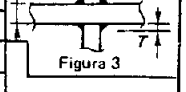


Figura 3

A continuación se presenta una breve explicación de las tablas 5.1.8*g* y 5.1.8*h* según el AISC.

- Resistencias de soldadura de filete al corte ($f_R$ en kg/cm$^2$)

si e = 3/16" y E-60xx

$f_R = e\, f_{v\,xx} = e$ Sen 45° X 0.30 $f_{\gamma\,E\text{-}60\,x\,x}$

= 0.47625 cm X Sen 45° X 0.30 X 4218.36 kg/cm$^2$

= 426.17 kg/cm AISC 1.5.3

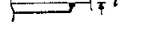
- Espesores mínimos de soldadura de filete ($e_{mín}$ en mm)

si $t$ = 1/2" ; $e_{mín}$ = 3/16" AISC 1.17.2

- Espesor máximo de soldadura de filete ($e_{máx}$ en mm) cuando se suelda a un solo lado de una placa

si $t$ = 5/8" $e_{máx}$ = 9/16" AISC 1.17.3

- Espesor máximo de soldadura de filete ($e_{máx}$ en mm) cuando se suelda a ambos lados de una placa

si $t$ = 1/4" y E-70 xx  AISC tabla 1.5.3

2 cord. X $e_{máx}\, f_{v\,xx} = t\, f_{v\,A\text{-}36}$

2 X $e_{máx}$ X Sen 45° X 0.3 X 4921.42 kg/cm$^2$

= 0.635 cm X 0.4 X 2530 kg/cm$^2$

$e_{máx}$ = 0.48468 $t$

= 0.308 cm

$t_{máx}$ = 2.06322 e

Lo cual significa que si en vez de 0.308 cm soldamos con e = 3/16", la capacidad real de la soldadura debe multiplicarse por:

$$V_{real} = V_{resist} \times \frac{0.308}{0.47625}, \text{ soldadura}$$

$$V_{real} = V_{resist} \times \frac{0.635}{2.06322 \times .47625}, \text{ espesor placa}$$

véase también AISC página 4-31, nota *a* de la tabla 111



**Tabla 5.1.8***i* Tabla de conexiones de perfiles AHMSA atornilladas sujetas a cortante por aplastamiento, torns $\phi$ = 3/4" y 7/8" ASTM-307, A-325 No. A-490 No. X (unid ton-mm).

| Perfil d X b | Tipo | Peso kg/M | VA Ton | ASTM A-307 3/4" N | ASTM A-307 3/4" VR | ASTM A-307 7/8" N | ASTM A-307 7/8" VR | A-325 N o X, ASTM A-490 N o X 3/4" N | A-325 N o X, ASTM A-490 N o X 3/4" VR | A-325 N o X, ASTM A-490 N o X 7/8" N | A-325 N o X, ASTM A-490 N o X 7/8" VR |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6" X 4" | IPR | 12.7 | 5.47 | | | | 4.87 | | 4.18 | | 4.87 |
| | | 17.9 | 7.58 | 1 | 4.01 | 1 | | 1 | 5.63 | 1 | 6.57 |
| | | 23.8 | 9.03 | | | | 5.46 | | 6.41 | | 7.48 |
| 8" X 4" | IPR | 14.9 | 7.43 | | | | 9.74 | | 8.35 | | 9.74 |
| | | 19.4 | 10.13 | | | | | | 11.26 | | 13.14 |
| | | 22.4 | 10.99 | 2 | 8.02 | | | 2 | 12.04 | | 14.05 |
| 8" X 5 1/4" | IPR | 25.3 | 10.13 | | | 2 | 10.91 | | 11.26 | | 13.14 |
| | | 29.8 | 11.16 | | | | | | 12.23 | | 14.27 |
| 10" X 4" | IPR | 17.1 | 9.93 | | | | 10.42 | | 13.40 | 2 | 10.42 |
| | | 22.4 | 12.67 | | | | | | 16.90 | | 13.14 |
| | | 25.3 | 13.49 | | | | | | 17.77 | | 13.82 |
| | | 28.3 | 14.31 | 3 | 12.02 | | | | 18.64 | | 14.50 |
| 10" X 5 3/4" | IPR | 31.3 | 13.17 | | | | | | 17.77 | | 13.82 |
| | | 37.3 | 14.09 | | | | | | 18.64 | | 14.50 |
| | | 43.2 | 16.26 | | | | | | 21.27 | | 16.54 |
| 12" X 4" | IPR | 20.9 | 13.25 | | | | | | 14.86 | | 17.33 |
| | | 24.6 | 15.22 | 4 | 16.03 | | | 3 | 16.90 | | 19.71 |
| | | 28.3 | 16.21 | | | 3 | 16.37 | | 17.77 | | 20.73 |
| | | 32.8 | 17.77 | | | | | | 19.23 | | 22.43 |
| 12" X 6 1/2" | IPR | 40.3 | 15.95 | | | | | | 17.77 | | 20.73 |
| | | 46.2 | 17.69 | | | | | | 19.52 | | 22.77 |
| | | 53.7 | 20.60 | 3 | 12.02 | | | | 22.43 | | 26.17 |
| 12" X 8" | IPR | 59.6 | 19.55 | | | | | | 21.85 | | 25.49 |
| | | 67.1 | 22.37 | | | | | | 23.12 | | 26.98 |
| | | 74.5 | 24.99 | | | | | | | | |
| 14" X 6 3/4" | IPR | 44.7 | 20.89 | | | | | | 26.80 | | 23.45 |
| | | 50.7 | 22.35 | | | | | | 28.35 | | 24.81 |
| | | 56.6 | 24.40 | | | | | | 30.68 | | 26.85 |
| 14" X 8" | IPR | 64.1 | 23.28 | 4 | 16.03 | 4 | 21.82 | | 30.30 | | 26.51 |
| | | 71.5 | 25.97 | | | | | 4 | | | 26.98 |
| | | 79.0 | 28.62 | | | | | | 30.83 | | 35.97 |
| 16" X 7" | IPR | 53.6 | 26.35 | | | | | | 29.52 | | 34.44 |
| | | 59.6 | 27.24 | | | | | | 30.30 | | 35.34 |
| | | 67.1 | 30.96 | 5 | 20.04 | 5 | 27.28 | | 30.83 | | 35.97 |
| | | 74.5 | 34.11 | | | | | 5 | 38.54 | | |
| 18" X 8 3/4" | IPR | 95.4 | 39.83 | | | | | | | | 44.96 |
| | | 104.3 | 43.64 | | | | | | | | |
| | | 114.7 | 47.98 | | | | | | | | |
| | | 126.7 | 53.60 | 6 | 24.05 | 6 | 32.73 | 6 | 46.24 | | 53.95 |
| 18" X 11 3/4" | IPR | 143.0 | 51.55 | | | | | | | | |
| | | 156.5 | 56.40 | | | | | | | | |
| | | 170.0 | 60.92 | | | | | | | | |

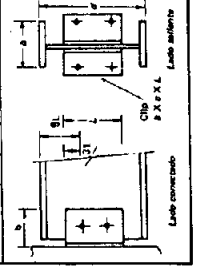
Notas

| N | L | 203 | 302 | 302 | 302 | 422 | 482 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 5 | 6 | 5 | 6 | 7 | 8 |

Dimensiones del clip

| | a X b X c | d |
|---|---|---|
| | 102 X 102 X 8 | ≥ 300 |
| | 152 X 152 X 10 | ≥ 300 |
| | 178 X 178 X 8 | ≤ 300 |

| N | L | 83 | 122 | 152 | 241 |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 |




*Paso 4.* Diseño del lado saliente

- Esp. Crít. = 0.79375 cm
- Esp. Crít. ≤ 1/2" ? ¡sí!
  $S_B$ mín. = 0.47625
  $S_B$ máx. = 0.635 cm
- Asigna $S_B = S_B$ mín. → $S_B$ máx.

$$P_{RB} = \frac{l^2\, f_R\, S_B}{\sqrt{l^2 + 20.25\, e_1^2}} \quad \therefore \quad e_1 = b - \bar{x}$$

$$\bar{x} = \frac{(b - \text{holg})^2}{(2b - 2\ \text{holg.} + L)}$$

www.elsolucionario.org



$$P_{RB} = \frac{\overline{28.0}^2 \times 2087.98 \times 0.635}{\sqrt{\overline{28}^2 + 20.25\,(7.62 - 0.991)^2}} = 25406.65 \text{ kg}$$

$$V_{RB} = P_{RB}\,\frac{D}{S_B} = 25406.65 \times \frac{0.79 \times 0.4847}{0.635} = 15.32 \text{ ton} < 19.60 \text{ ton}$$

*b) Conclusiones:*

Esta nueva disposición del AISC (Tabla 1.5.3), que trata de proteger la posible falla del alma de las vigas por sobrecalentamiento, o por cortante, nos indica que una vez que se cumpla cualquiera de las dos limitantes, la capacidad resistente no puede ser rebasada, como se observa a continuación:

- Mismo ejemplo No. 8 para $S_B = 3/16''$ (espesor mínimo) E-60xx.

$$V_{RB} = \frac{\overline{28}^2 \times 1789.70 \times 0.47625}{\sqrt{\overline{28}^2 + 20.25\,(6.629)^2}} \times \frac{0.79 \times 0.5655}{0.47625} = 15.32 \text{ ton}$$

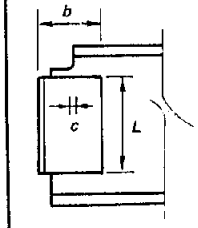
- Chequemos un ejemplo según el AISC 8a. edición, tabla IV, página 4-37, clip 3" × 3" × 3/16", $L = 8''$, $t = 1/4''$, $S_A = 1/4''$, $P_{RA} = 72.6$ clips.

$$V_{RA} = P_{RA}\,\frac{t}{t_{mín}} = 72.6 \times \frac{0.25}{0.51} = 35.59 \text{ kips}$$

- Mismo ejemplo, pero con $S_A = 3/16''$ y $P_{RA} = 54.4$ kips

$$V_{RA} = 54.4 \times \frac{0.25}{0.38} = 35.79 \text{ kips}$$

**Tabla 5.1.8*j*** Tabla de dimensiones de clip para conexiones de vigas soldadas (construcción tipo 1).




| *d* | *Clip* b × c × L | *d* | *Clip* b × c × L | *Notas* |
|---|---|---|---|---|
| ≤160 | 76 × 8 × 122 | ≤ 550 | 102 × 8 × 482 | |
| ≤210 | 76 × 8 × 172 | ≤ 620 | 102 × 8 × 560 | |
| ≤230 | 76 × 8 × 196 | ≤ 700 | 102 × 8 × 640 | |
| ≤270 | 76 × 8 × 216 | ≤ 780 | 102 × 8 × 700 | |
| ≤320 | 76 × 8 × 242 | ≤ 850 | 102 × 8 × 770 | |
| ≤360 | 76 × 8 × 286 | ≤ 930 | 152 × 10 × 842 | |
| ≤420 | 102 × 8 × 342 | ≤1030 | 152 × 10 × 930 | |
| ≤470 | 102 × 8 × 390 | ≤1080 | 152 × 10 × 980 | |

**Tabla 5.1.8*k*[1]** Tabla de conexiones de perfiles AHMSA soldadas, sujetas a cortante (construcción tipo 2) con electrodos E-60xx (unid ton-mm).

| *Viga* d × b | × | *k/m* *peso* | *V* | *Clip* b × c × L | $S_A$ | $P_A$ | $V_{RA}$ | $S_B$ | $P_B$ | $V_{RB}$[2] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6" × 4" | × | 12.7 | 5.47 | 76 × 8 × 120 | 5 | 8.95 | 4.57 | 6 | 5.55 | 2.12 |
| | × | 17.9 | 7.58 | 76 × 8 × 120 | 5 | 8.95 | 6.16 | 6 | 5.55 | 2.87 |
| | × | 23.8 | 9.03 | 76 × 8 × 120 | 6 | 11.93 | 7.01 | 6 | 5.55 | 3.26 |
| 8" × 4" | × | 14.9 | 7.43 | 76 × 8 × 170 | 5 | 12.82 | 6.54 | 5 | 7.48 | 3.82 |
| | × | 19.4 | 10.13 | 76 × 8 × 170 | 5 | 12.82 | 8.83 | 6 | 9.98 | 5.15 |
| | × | 22.4 | 10.99 | 76 × 8 × 170 | 5 | 12.82 | 9.44 | 6 | 9.98 | 5.51 |
| 8" × 5 1/4" | × | 25.3 | 10.13 | 76 × 8 × 170 | 5 | 12.82 | 8.83 | 6 | 9.98 | 5.15 |
| | × | 29.8 | 11.16 | 76 × 8 × 170 | 5 | 12.82 | 9.59 | 6 | 9.98 | 5.60 |
| 10" × 4" | × | 17.1 | 9.93 | 76 × 8 × 210 | 5 | 16.08 | 8.78 | 6 | 10.52 | 5.75 |
| | × | 22.4 | 12.67 | 76 × 8 × 210 | 5 | 16.08 | 11.08 | 6 | 14.03 | 7.25 |
| | × | 25.3 | 13.49 | 76 × 8 × 210 | 5 | 16.08 | 11.65 | 6 | 14.03 | 7.62 |
| | × | 28.3 | 14.31 | 76 × 8 × 210 | 5 | 16.08 | 12.22 | 6 | 14.03 | 7.99 |
| 10" × 5 3/4" | × | 31.3 | 13.17 | 76 × 8 × 210 | 5 | 16.08 | 11.65 | 6 | 14.03 | 7.62 |
| | × | 37.3 | 14.09 | 76 × 8 × 210 | 5 | 16.08 | 12.22 | 6 | 14.03 | 7.99 |
| | × | 43.2 | 16.26 | 76 × 8 × 210 | 6 | 21.44 | 13.94 | 6 | 14.03 | 9.12 |
| 12" × 4" | × | 20.9 | 13.25 | 76 × 8 × 240 | 5 | 18.60 | 11.27 | 6 | 17.27 | 7.84 |
| | × | 24.6 | 15.22 | 76 × 8 × 240 | 5 | 18.60 | 12.81 | 6 | 17.27 | 8.92 |
| | × | 28.3 | 16.21 | 76 × 8 × 240 | 5 | 18.60 | 13.48 | 6 | 17.27 | 9.38 |
| | × | 32.8 | 17.77 | 76 × 8 × 240 | 5 | 18.60 | 14.58 | 6 | 17.27 | 10.15 |
| 12" × 6 1/2" | × | 40.3 | 15.95 | 76 × 8 × 240 | 5 | 18.60 | 13.48 | 6 | 17.27 | 9.38 |
| | × | 46.2 | 17.69 | 76 × 8 × 240 | 5 | 18.60 | 14.80 | 6 | 17.27 | 10.30 |
| | × | 53.7 | 20.60 | 76 × 8 × 240 | 6 | 24.81 | 17.01 | 6 | 17.27 | 11.84 |
| 12" × 8" | × | 59.6 | 19.55 | 76 × 8 × 240 | 6 | 24.81 | 16.57 | 6 | 17.27 | 11.53 |
| | × | 67.1 | 22.37 | 76 × 8 × 240 | 6 | 24.81 | 18.78 | 6 | 17.27 | 13.07 |

**Tabla 5.1.8*k*[1] (Continuación)**

| Viga $d \times b$ | | k/m peso | $V$ | Clip $b \times c \times L$ | $S_A$ | $P_A$ | $V_{RA}$ | $S_B$ | $P_B$ | $V_{RB}$[2] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | X | 74.5 | 24.99 | 76 X 8 X 240 | 6 | 24.81 | 20.77 | 6 | 17.27 | 14.45 |
| 14" X 6 3/4" | X | 44.7 | 20.89 | 76 X 8 X 280 | 5 | 22.04 | 18.06 | 6 | 21.78 | 13.38 |
| | X | 50.7 | 22.35 | 76 X 8 X 280 | 6 | 29.39 | 19.11 | 6 | 21.78 | 14.16 |
| | X | 56.6 | 24.40 | 76 X 8 X 280 | 6 | 29.39 | 20.68 | 6 | 21.78 | 15.32 |
| 14" X 8" | X | 64.1 | 23.28 | 76 X 8 X 280 | 6 | 29.39 | 20.42 | 6 | 21.78 | 15.13 |
| | X | 71.5 | 25.97 | 76 X 8 X 280 | 6 | 29.39 | 22.51 | 6 | 21.78 | 16.68 |
| | X | 79.0 | 28.62 | 76 X 8 X 280 | 6 | 29.39 | 24.61 | 6 | 21.78 | 18.23 |
| 16" X 7" | X | 53.6 | 26.35 | 102 X 8 X 340 | 5 | 27.14 | 24.49 | 6 | 25.45 | 17.22 |
| | X | 59.6 | 27.24 | 102 X 8 X 340 | 6 | 36.18 | 25.13 | 6 | 25.45 | 17.68 |
| | X | 67.1 | 30.96 | 102 X 8 X 340 | 6 | 36.18 | 28.36 | 6 | 25.45 | 19.94 |
| | X | 74.5 | 34.11 | 102 X 8 X 340 | 6 | 36.18 | 30.93 | 6 | 25.45 | 21.75 |
| 18" X 8 3/4" | X | 95.4 | 39.83 | 102 X 8 X 380 | 6 | 40.81 | 37.07 | 6 | 30.00 | 27.25 |
| | X | 104.3 | 43.64 | 102 X 8 X 380 | 6 | 40.81 | 40.35 | 6 | 30.00 | 29.66 |
| | X | 114.7 | 47.98 | 102 X 8 X 380 | 6 | 40.81 | 40.81 | 6 | 30.00 | 30.00 |
| | X | 126.7 | 53.60 | 102 X 8 X 380 | 6 | 40.81 | 40.81 | 6 | 30.00 | 30.00 |
| 18" X 11 3/4" | X | 143.0 | 51.55 | 102 X 8 X 380 | 6 | 40.81 | 40.81 | 6 | 30.00 | 30.00 |
| | X | 156.5 | 56.40 | 102 X 8 X 380 | 6 | 40.81 | 40.81 | 6 | 30.00 | 30.00 |
| | X | 170.0 | 60.92 | 102 X 8 X 380 | 6 | 40.81 | 40.81 | 6 | 30.00 | 30.00 |

[1] Las dimensiones de clips están basadas en la tabla 5.1.8*f*.
[2] El cortante resistente está calculado suponiendo que el espesor del alma de la viga es igual al de la viga conectada; para un espesor mayor, favor de recalcular $V_{RB}$.





## 5.2 COLUMNAS DE VIENTO

### 5.2.1 Introducción

Se les llama comúnmente columnas de viento, debido a que sin formar parte de la estructura principal (marcos) se les emplea para cubrir fachadas, cabeceras o enmarcar zonas de puertas y ventanas, limitando su trabajo a la acción del viento.

Según la especificación 2.1.1 (10)*g*, el diseño debe respetar las siguientes restricciones:

- Relación de esbeltez; $kL/r \leqslant 200$.
- Apoyos articulados.
- Peralte mínimo; $d = H/40$ para $H > 10.00$ m.

### 5.2.2 Ejemplo No. 9

Diseñar la columna de viento K-4 como se muestra en el marco eje 9 (figura 2.2.10*h*).

*Paso 1. Análisis de cargas*

$H_{Tx}$ = 14.00 + 15% X 6.00 = 14.90 m
$H_y$ = Longitud arriostrada máxima = 6.00 m
$\omega$ = Inciso 2.5.3 (3) 27.32 X (−.68) X 6.00 = 0.12 T/m

$$M = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{0.12 \times 14.9^2}{8} = 3.33 \text{ T-m}$$

$$V = \omega l/2 = 0.12 \times 14.9/2 = 0.89 \text{ Tn}$$

*Paso 2. Sección preliminar* (inciso 3.1)

$$S_x = \frac{M_{PD}}{F_{bPD}} = \frac{333000}{1200} = 277.50 \text{ cm}^3$$

$$d = \frac{H}{40} = \frac{1490}{40} = 37.25 \text{ cm}$$

sea la sección 356 X 152 IPC 36.2 $S = 527 \text{ cm}^3 \gg 277.50 \text{ cm}^3$.

*Paso 3. Revisión* (tabla 5.1.3*b*)

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1.00 \times 1490}{14.30} = 104.20$$

$$\frac{K_y L_y}{r_x} = \frac{1.00 \times 600}{3.19} = 188.09 < 200 \text{ ¡ok!}$$

- ¿Es simétrica y cargada en el plano de su menor eje? ¡sí!
- ¿Tiene unión continua alma patines? ¡sí!
- ¿Está soportada lateralmente por un sistema de piso? ¡no!

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{0}{31.08} = 0.00$$

$$\text{¿} \frac{f_a}{f_y} = \frac{0}{2530} = 0.00 \leqslant 0.16\text{?} \quad \text{¡sí!}$$

$$\text{¿} \frac{d}{t} \leqslant \frac{5365.238}{\sqrt{f_y}} \left(1 - 3.74 \frac{f_a}{f_y}\right)\text{?}; \quad \frac{35.6}{0.64} \leqslant \frac{5365.238}{\sqrt{2530}} \left(1 - 3.74 \times \frac{0}{2530}\right)$$

$55.63 \leqslant 106.67$ ? ¡sí!

$L_{bx} \leqslant 12.67b$ ?; $600 \leqslant 12.67 \times 15.2$ ?; ¿$600 \leqslant 192.58$ ? ¡no!

$\frac{b}{2c} \leqslant 15.83$ ?; $\frac{15.2}{2 \times 0.79} \leqslant 15.83$ ?; ¿$9.62 \leqslant 15.83$ ? ¡sí!

luego entonces $Q_s = Q_A = 1.00$

$$F_{bx_1} = \frac{843672\, b_c\, Q_A Q_s}{L_{bx}\, d} = \frac{843672 \times 15.2 \times 0.79}{600 \times 35.6} = 474.29 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{¿} L_{bx} \leqslant \frac{1405555.556\, bc}{dF_y} \quad 600 \leqslant \frac{1405555.556 \times 15.2 \times 0.79}{35.6 \times 2530\ (187.39)}\ ? \quad \text{¡no!}$$

$$\text{¿} \frac{L_{bx}}{\gamma_b} \leqslant \sqrt{\frac{7168333.333}{F_y}}\text{?}; \quad \text{¿} \frac{600}{3.86} \leqslant \sqrt{\frac{7168333.333}{2530}}\text{?}; \quad \text{¿} 155.44 < 53.23\text{?} \quad \text{¡no}$$

$$\text{¿} \frac{L_b}{\gamma_b} \leqslant \sqrt{\frac{35841666.67}{F_y}}\text{?}; \text{¿} 155.44 \leqslant \sqrt{\frac{35841666.67}{2530}}\text{? ¿} 155.44 \leqslant 119.02\text{?} \quad \text{¡no!}$$

entonces $F_b = 474.29$ kg/cm²

$M_n = F_b\, S = 474.29 \times 527 = 2.50 < 3.33$ T-m ¡no!



La sección es escasa, aumentando a un perfil mayor, tenemos:

Sección 356 X 203 IPC 42.5

$$M_R = \frac{843672 \times 20.3 \times .79}{600 \times 35.6} \times \frac{Fb}{S} \times 663 = 4.20 > 3.33 \text{ ton-m} \quad \text{¡sí!}$$

*Conclusión:*

- Nótese que el momento de diseño no se redujo por ningún factor; lo anterior es comprensible ya que no se combinó con alguna condición de carga que podría incrementarlo.
- Si no se cumpliese con la restricción $H/40$, quizás otros perfiles más esbeltos que se escogiesen no pasarían por deflexión debido a su altura ($\Delta_{perm} = H/360 = 1490/360 = 4.14$ cm).

$$\Delta_{máx} = \frac{5\, \omega L^4}{384\, EI} = \frac{5 \times 1.2 \times (1490)^4}{384 \times 2100000 \times 11797} = 3.11 < 4.14 \text{ ¡ok!}$$

- La sección $\boxed{K\text{-}4 = 356 \times 203 \text{ IPC } 45.5}$ es adecuada.

### 5.2.3 Conexión

La conexión de las columnas de viento se hace de acuerdo al siguiente criterio:

- Si van de la base hasta la cubierta del edificio, la parte inferior va unida a la placa base (articulada) y la parte superior se une a la trabe o cuerda de armadura mediante placa con tornillos en agujeros ovalados (sólo en la placa) habilitados en campo.
- Si van de entrepiso a entrepiso, se sigue el procedimiento indicado en el párrafo anterior para la parte superior, sólo que en la base no requiere agujeros ovalados.
- Conexión superior.

$V_{diseño} = 0.89$ ton (inciso 5.2.2 paso 1).
$V_{espec} = V_D \times 133\% = 1.33 \times 0.89$
$= 1.18$ ton (especificación 2.1.1 (10)*a*) rige.

*Nota.* La especificación (2.1.1 (10)*a*) presenta dos tipos de cargas para el diseño de la conexión; para columnas de viento, se opta por el 33% adicional a la carga de diseño.

www.elsolucionario.org



– La conexión es por fricción, con 2 tornillos (mínimo) de 3/4" $\phi$ ASTM A-325 con hilos en el plano de corte que unen una placa con agujeros ovalados y el alma de la columna con agujeros estándar.

$F_v$ = 12.5 KSI para agujeros ovalados (A-325) tabla 1.5.2.1 (AISC 8a. edición)
= 878.83 kg/cm²
$\phi$ = ($d$ + 1/16") (2 1/2 $d$) = 21 X 48 (13/16" X 1 7/8") tabla 1.23.4 (AISC 8a. edición)

$$\text{No. torns} = \frac{V}{A_v F_{v\phi}} = \frac{1180}{2.85 \times 878.83} = 0.48 \text{ torns} \rightarrow \text{usar como mínimo}$$

2 tornillos 3/4" $\phi$ ASTM A-325

$$\text{Espesor } \mathbb{L}\ t = \frac{V}{F_{vA\text{-}36} L} = \frac{1180}{0.4 \times 2530 \times (6 + 2 \times 3.1)} = 0.096 \text{ cm}$$

$Fy$ ($S$ $2S_1$)

sea $\mathbb{L}\ t$ = 6 mm (1/4")

- Conexión inferior (placa base).

  – La conexión y diseño se basa en los requerimientos de la especificación 2.1.1 (10)*g*:

  1. Espesor $t$ = 19 mm y 2 anclas A-307, 19 mm $\phi$.
  2. El cortante debe ser transferido por fricción (no aplicable, pues no se tiene carga vertical) o por corte en las anclas.

$F_v$ = 10.0 KSI para agujeros estándar (A-307); tabla 1.5.2.1 AISC 8a. edición)
= 703.06 kg/cm²

$V_R = N A_v F_{v\phi} = 2 \times 2.85 \times 703.06 = 4.01 \text{ ton} > 1.18 \text{ ton}$ ¡ok!

- Soldadura en la placa base.

  – Por especificación (tabla 5.1.8*b* $S_{min}$ = 3mm (1/8")
  – Soldadura de taller E60xx.

$$L = \frac{V}{F_{vE.60xx}\ S \text{ Sen } 45°} = \frac{1180}{0.30 \times 4218.36 \times 0.3 \times .7071} = 4.40 \text{ cm}$$

*Comentarios:*

- Puede observarse que el diseño de la conexión de las columnas de viento está regido por especificación (2.1.1 (10)*a*), de ahí la sencillez de su solución.



- Sin embargo, aunque se requiere un cordón de soldadura muy pequeño (4.40 cm) para unir la columna con la placa base, se recomienda soldar con $S$ = 3 mm todo alrededor con electrodo E-60xx.

## 5.3 CONTRAVIENTOS

### 5.3.1 Requerimientos

Para el análisis y diseño de los contravientos, deberán considerarse los requerimientos siguientes:

- Especificación 2.1.1 (10)*h* "requerimientos mínimos de diseño".
- Inciso 2.2.5 "tipos de construcción".
- Inciso 2.2.6 "tipos y ubicación de contravientos".

### 5.3.2 Análisis y diseño de los contravientos

Debido a que todas las conexiones de un marco contraventeado son a base de construcción tipo 2 (a cortante), podemos hacer un diseño definitivo basado en los elementos mecánicos obtenidos manualmente (puesto que ignorando el contraviento que no trabaja a tensión, se nos convierte el sistema en una estructura isostática), o mediante el uso de computadora.

*1. CONTRAVIENTOS DE CUBIERTA*

*a) Puntal V-1*

*Paso 1.* Análisis de cargas.

- Combinación que rige el diseño (ver figura 2.5.3*a*).

  Combinación (13)

  [PPE + (CVP + PEO) 0.95 + $S$] 0.75
  [0 + (0 + 3.95) 0.95 + 4.44] 0.75
  [6.14] (ver figura 2.5.3*a*)

$$F = \frac{\text{comb. (13)}}{\text{No. marcos}} = \frac{6.14}{3} = 2.05 \text{ ton}$$

- Carga axial del puntal.

$P_T = 2F = 2 \times 2.05 = 4.10$ ton

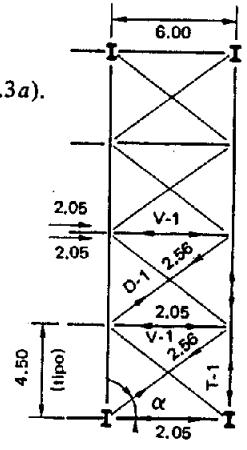



Figura 5.3.2*a*.

*Paso 2.* Dimensiones y propiedades de la sección propuesta 254 X 146 IPR 31.3.

- Propiedades y cálculos previos.

$A = 39.93\ cm^2$ $b = 14.6$ $P_T = 4.10$ ton
$r_x = 10.52$ cm $c = 0.86$
$r_y = 3.17$ cm $d = 25.1$
$t = 0.61$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{4100}{39.93} = 102.68\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$\frac{KL_x}{r_x} = \frac{1.00 \times 600}{10.52} = 57.03$$

$$\frac{KL_y}{r_y} = \frac{1.00 \times 600}{3.17} = 189.27 < 200 > 57.03 \text{ ¡rige!}$$

*Paso 3.* Revisión de la sección (tabla 5.1.3*a*).

$b/2c$ x $14.6/(2 \times .86) = 8.49 < 15.83$; $Q_s = 1.00$
$d/t = 25.1/0.61 = 41.15 < 42.17$; $Q_A = 1.00$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times E}{Q_s Q_A F_y}} = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 2100000}{1.0 \times 1.0 \times 2530}} = 128.00$$

*Compresión ¡sí!*

$$\frac{KL}{r} = 189.27 < 200 \text{ ¡no!}$$

$$\frac{KL}{r} = 189.27 < C_c\ (128) \text{ ¡no!}$$

entonces:

$$F_a = \frac{12\,\pi^2\,E\,Q_s\,Q_A}{23\,(\frac{KL}{r})^2} = \frac{12 \times \pi^2 \times 2100000 \times 1.0 \times 1.0}{23\,(189.27)^2} = 301.86\ \frac{kg}{cm^2}$$

¿$f_a > F_a$;? ¿$102.68 > 301.86$? ¡no! La sección es aceptable

$$\text{Interacción} = \frac{f_a}{F_a} = \frac{102.68}{301.86} = 0.34 < 1.00$$

$$F.S. = \frac{1}{\text{Interac.}} = 2.94 \text{ ¡ok!}$$



*b) Diagonal D-1 (tensión) o contraviento CV-1*

*Paso 1.* Análisis de cargas.

$$\alpha = \text{áng. tan } \frac{4.50}{6.00} = 36.87° > 30°; \text{ bien}$$

$$T = \frac{P_{v\text{-}1}}{2 \cos \alpha} = \frac{4.10}{2 \cos \alpha} = 2.56 \text{ ton}$$

$$L_x = \sqrt{4.5^2 + 6.0^2} = 7.50 \text{ m}$$

$$L_y = \frac{L_x}{2} = \frac{7.50}{2} = 3.75 \text{ m}$$

*Paso 2.* Proposición de sección y disposición del contraviento.

- Se propone la sección 2-APS- ⌐|⌐-64 X 6
- La disposición adecuada será aquella que tenga el mayor radio de giro en $x$ puesto que $L_x > L_y$ (según la figura 5.3.2*b* es la 2)

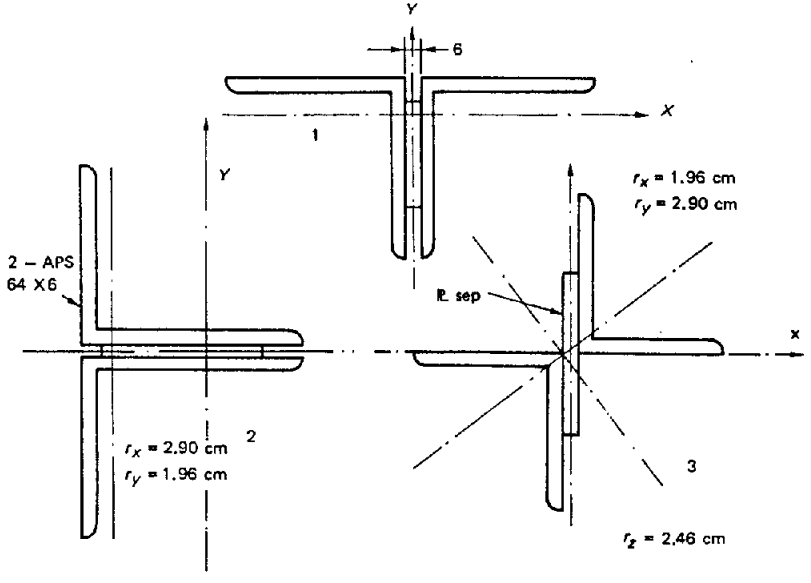



Figura 5.3.2.*b*

$T = 2.56$ ton $\quad b = 6.35 \quad C = 0.64 \quad A = 15.36$ cm$^2$

$r_x = 2.90 \quad r_y = 1.96$

$f_a = T/A = 2560/15.36 = 166.67$ kg/cm$^2$

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1.00 \times 750}{2.90} = 258.62 < 300; \text{ rige}$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1.00 \times 375}{1.96} = 191.33 < 258.62$$

*Paso 3.* Revisión de la sección (tabla 5.1.3*j*).

$$\frac{b}{c} = \frac{6.35}{0.64} = 10 < 12.67; Q_s = 1.00$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Q_s F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 \times 2100000}{1.00 \times 2530}} = 128.00$$

¿ $P < 0$? ¡no! ¡tensión!

¿ $258.62 < 300$? ¡sí!; $Fa = 0.6\ QsFy$

$F_a = 0.6 \times 1.00 \times 2530 = 1518.00$ kg/cm$^2$

¿ $f_a > F_a$ ?; ¿ $< 258.62 < 1518.00$?; ¡no! La sección es aceptable

$$\text{Interacción} = \frac{258.62}{1518.00} = 0.17 \ll 1.00; F.S. = \frac{1}{0.17} = 5.87 \text{ ¡bien!}$$

- Conexión soldada contraviento CV-1 Exx = 70.

$T_{\text{análisis}} = 1.33 \times 2.56 = 3.40$ ton

$T_{\text{espec}} = 0.50 \times F_a A = 0.50 \times 1.518 \times 15.36 = 11.66$ ton (rige)

$$e = 1/8'' \quad L = \frac{T}{f_R} = \frac{11660 \text{ kg}}{331.47 \text{ kg/cm (tabla 5.1.8}g)} = 35.18 \text{ cm}$$

$$l_{\text{tang}} = \frac{L}{\text{No. áng.}} = \frac{35.18}{2} = 17.59 \text{ cm}$$

$l = l_{T-\text{ ancho}}$

$l = 17.59 - 6.35 = 11.24$ cm

sea $l = 12.00$ cm



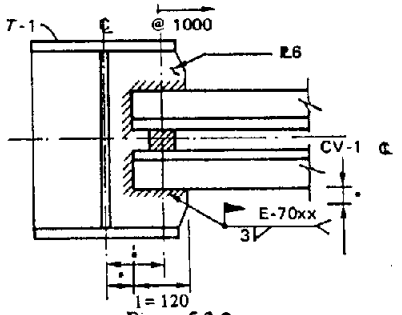



**Figura 5.3.2.*c***

Diseño y separación PL separadora (especificación 2.1.1 (10)*h*)
sea PL 50 X 50 X 6

$$\frac{KL}{r} = 80 \therefore \quad \text{separación } L = 80 \text{ r}$$

$L = 80 \times 1.24$ (radio de giro mínimo de uno de los ángulos) = 99.20 cm

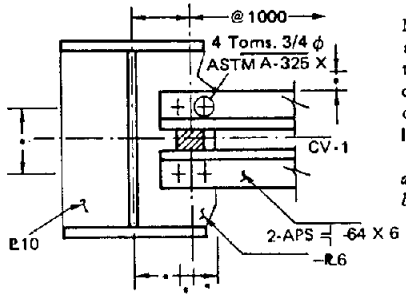
Sea $L = 1000$ mm $< 1500$ (especificación) ¡ok!

- Conexión atornillada ($\phi$ 3/4" ASTM A-325 X aplastamiento) CV-1.

$$\text{No. torns} = \frac{V}{A_\phi F_v} = \frac{11660 \text{ kg}}{2.85 \text{ cm}^2 \times 2190.18 \text{ kg/cm}^2} = 1.94$$

$$\text{No. torns} = \frac{V}{F_p\ \phi_t} = \frac{11660}{5097.19 \times 1.905 \times 0.64} = 1.88$$

Se requieren por lo menos 2 tornillos por cada ángulo (especificación 2.1.1 (10)*a*).




NOTAS: 1) Las dimensiones marcadas con (*) asterisco, deben ser indicadas en los planos de taller. 2) En conexiones similares, las placas se dimensionan con los espesores mínimos marcados por la especificación 2.1.1 (10)*b* y que son los siguientes:

*a*) Atiesadores, 10
*b*) PLs de conexión y separadoras, 6

**Figura 5.3.2.*d***

* Las dimensiones marcadas con asterisco son dadas en el taller.

www.elsolucionario.org



## 2. CONTRAVIENTOS DE FACHADAS

*a) Análisis manual de cargas de diseño*

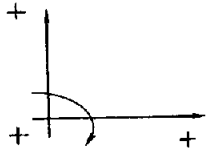
Combinación (13) [PPE + (CVP + PEO) 0.95 + S] 0.75
Cargas (1) (3) (5) (6)

Secciones propuestas.

Col [1] , [2] , [3] , [4] , [5] , y [6] 838 X 406 IPC 162.60
Viga [28] 356 X 203 IPC 42.50
Vigas [36] , [44] y [45] 254 X 146 IPR 31.30
CV [55] , [56] , [61] y [62] 2-APS ⊤⊥-64 X 6

Cargas.

Nudo (2) $F_x = [(7.90)\ 0.95 + 10.34]\ 0.75 = 13.38$ ton
Barra [28] $\omega = [1.44 + (0.60)\ 0.95]\ 0.75 = 1.51$ t/m
Nudo (3) $F_x = [(1.32)\ 0.95 + 0.83]\ 0.75 = 1.56$ ton
$F_y = [0.30]\ 0.75 = 0.23$ ton
Nudo (4) $F_x = [1.48]\ 0.75 = 1.11$ ton
Nudo (8) $F_y = [0.30]\ 0.75 = 0.23$ ton




Nudo (4)
$\Sigma F_x = 0$
$1.11 +$ [44] $= 0.00$
[3] $= 0.00$; [44] $= -1.11$
Nudo (9); [6] = [45] $= 0.00$
Nudo (5)
$\Sigma F_x = 0$
$1.11 -$ [61] $\cos\beta -$ [62] $\cos\beta = 0.00$

$$\therefore \quad [61] = [62] = \frac{1.11}{2\cos\beta} = \pm 0.67$$

Nudo (3)
$\Sigma F_x = 0$
$1.56 +$ [61] $\cos\beta +$ [36] $= 0.00$
[36] $= -1.56 - 0.67 \cos 33.69° = -2.12$
$\Sigma F_y = 0$
$-0.23 +$ [61] $\operatorname{sen}\beta -$ [2] $= 0.00$
[2] $= 0.67 \operatorname{sen} 33.69 - 0.23 = 0.14$



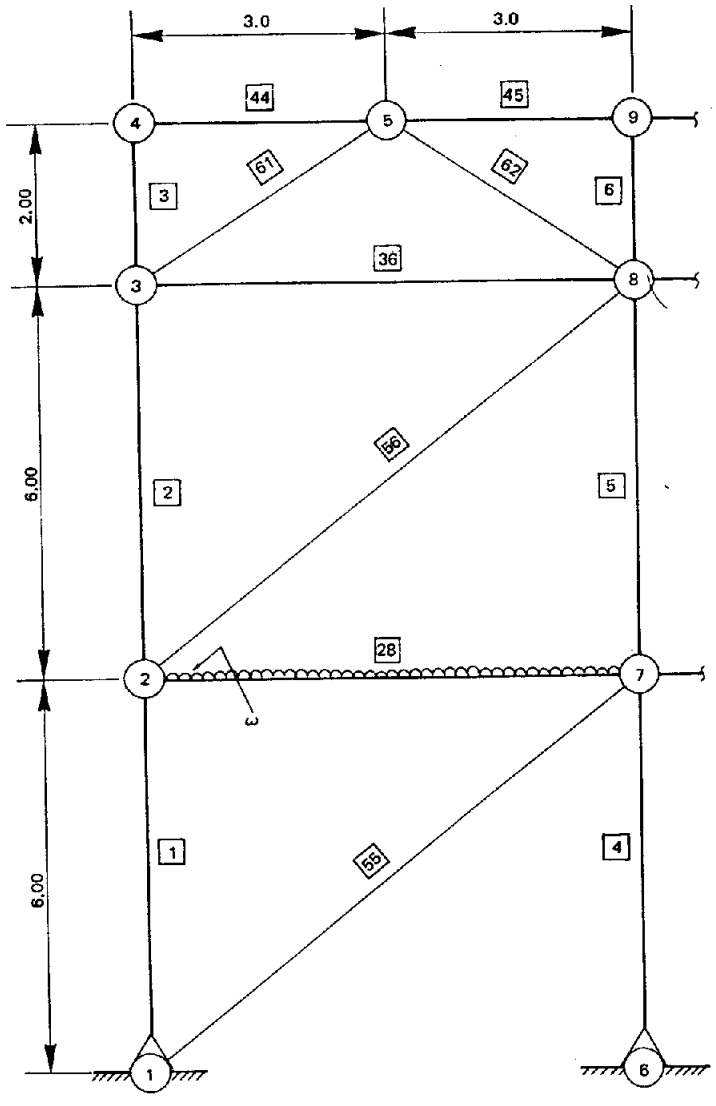



Figura 5.3.2.e

Nudo (8)

$\Sigma F_x = 0$

$\boxed{36} + \boxed{62}\cos\beta - \boxed{56}\cos\gamma = 0.00$

$$\boxed{56} = \frac{2.12 + 0.67\cos 33.69^\circ}{\cos 45^\circ} = 3.79$$

$\Sigma F_y = 0$

$-.23 - \boxed{62}\,\text{sen}\,\beta - \boxed{56}\,\text{sen}\,\alpha - \boxed{5} = 0.00$

$\boxed{5} = -.23 - .67\,\text{sen}\,33.69^\circ - 3.79\,\text{sen}\,45^\circ = -3.28$

Nudo (2)

$\Sigma F_x = 0$

$13.38 + \boxed{56}\cos\gamma + \boxed{28} = 0.00$

$\boxed{28} = -13.38 - 3.79\cos 45^\circ = -16.06$

$\Sigma F_y = 0$

$$+\boxed{2} + \boxed{56}\,\text{sen}\,\gamma - \frac{\boxed{28}\,\omega L}{2} - \boxed{1} = 0.00$$

$$\boxed{1} = -\frac{1.51 \times 6}{2} + 0.14 + 3.79\,\text{sen}\,45^\circ = -1.71$$

Nudo (7)

$\Sigma F_x = 0$

$\boxed{28} - \boxed{55}\cos\gamma = 0.00$

$$\boxed{55} = +\frac{16.06}{\cos 45^\circ} = 22.71$$

$\Sigma F_y = 0$ $\boxed{28}$

$$-\boxed{5} - \frac{\omega L}{2} - \boxed{55}\,\text{sen}\,\gamma - \boxed{4} = 0.00$$

$$\boxed{4} = -3.28 - \frac{1.51 \times 6}{2} - 22.71\cos 45^\circ = -23.87$$

Nudo (1)

$\Sigma F_x = 0$

$\boxed{55}\cos\gamma + H_1 = 0.00$

$\therefore H_1 = -22.71\cos 45^\circ = 16.06$

$\Sigma F_y = 0$

$-\boxed{1} + \boxed{55}\,\text{sen}\,\gamma + V_1 = 0.00$

$\therefore V_1 = +1.71 - 22.71\,\text{sen}\,45^\circ = -14.34$



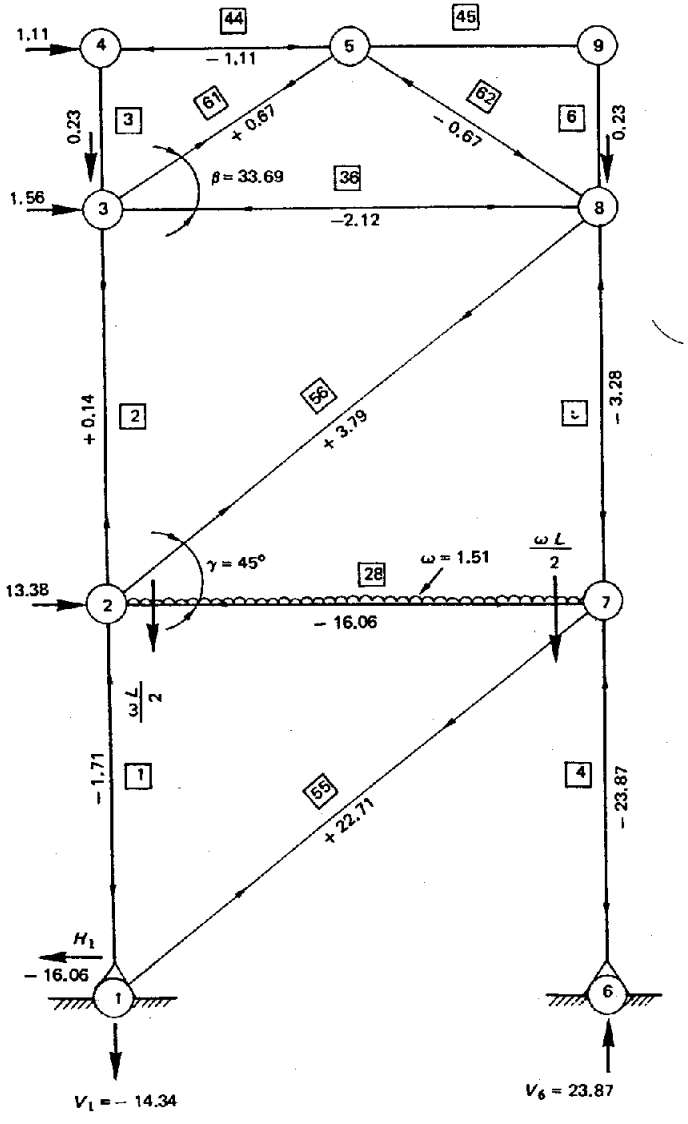



Figura 5.3.2.*f*

*Comprobación*

$\Sigma F_x = 0$

$$H_1$$

$1.11 + 1.56 + 13.38 - 16.06 = -0.01 = 0.00$ ¡bien!

$\Sigma M_{①} = 0$

$$1.11 \times 14 + 1.56 \times 12 + 0.23 \times 6 + \overbrace{4.53}^{\omega \ell/2} \times 6 + 13.38 \times 6 - -V6 \times 6 = 0.00$$

$\therefore V_6 = 23.85 - 23.87 = -0.02 = 0.00$ ¡bien!

$\Sigma F_y = 0$

$$\overbrace{-0.23 - 0.23 - 1.51}^{\omega \ell} \times 6 + \overbrace{23.87}^{V_6} - \overbrace{14.34}^{V_1} = 0.01 = 0.00$$ ¡bien!

*b) Comparación análisis de carga de diseño manual-computadora.*

**Tabla 5.3.2g** Comparación resultados de análisis de marcos contraventeados computadora-manual.

| Barra □ | Computadora (Tabla 4.2.2c) | | | Manual | | | Observaciones |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Nudo ○ | P ton | V ton | M T-M | P ton | V ton | M T-M | |
| 1 | - 3.42 | ±0.09 | 0.56 | - 1.71 | 0.00 | 0.00 | |
| 2 | - 0.12 | ±0.10 | 0.56 | 0.14 | 0.00 | 0.00 | |
| 3 | 0.01 | ±0.03 | 0.07 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | Columna K-1 |
| 4 | -19.28 | ±0.07 | 0.42 | - 23.87 | 0.00 | 0.00 | P = - 23.87 4 |
| 5 | - 1.55 | ±0.07 | 0.42 | - 3.28 | 0.00 | 0.00 | V = -16.06 ① |
| 6 | - 0.01 | ±0.01 | 0.03 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | Viga V-1 |
| 28 | -14.38 | ±4.52 | 0.00 | - 16.06 | ±4.53 | 0.00 | P = -2.12 36 |
| 36 | - 1.84 | 0.00 | 0.00 | - 2.12 | 0.00 | 0.00 | Viga V-3 |
| 44 | - 1.08 | ±0.01 | 0.03 | - 1.11 | 0.00 | 0.00 | P = -16.06 28 |
| 45 | - 0.76 | ±0.01 | 0.03 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | V = 4.53 28 |
| 55 | 12.30 | 0.00 | 0.00 | 22.71 | 0.00 | 0.00 | Contraviento Compresión |
| 56 | 1.72 | 0.00 | 0.00 | 3.79 | 0.00 | 0.00 | P = -0.67 62 |
| 61 | 0.17 | 0.00 | 0.00 | 0.67 | 0.00 | 0.00 | Contraviento Tensión |
| 62 | - 0.21 | 0.00 | 0.00 | - 0.67 | 0.00 | 0.00 | P = + 22.71 55 |
| ① | - 5.28 | -0.79 | 0.00 | -14.34 | -16.06 | 0.00 | |
| ⑥ | 19.28 | -0.07 | 0.00 | 23.87 | 0.00 | 0.00 | |



Es imprescindible aclarar que la tabla comparativa de análisis para marcos contraventeados, nos permite observar lo siguiente:

| | Computadora | Manual | |
|---|---|---|---|
| Máxima carga en columna | 19.28 | 23.87 | Dif. = 4.59 ton |
| Máxima tensión en contraventeo | 12.30 | 22.71 | Dif. = 10.41 ton |
| Máxima carga en viga | 14.38 | 16.06 | Dif. = 1.68 ton |
| Máximo cortante en la base | 8.79 | 16.06 | Dif. = 7.27 ton |

Con lo cual podemos concluir que el diseño manual es confiable aunque más conservador, debido a que la computadora permite distribuir entre los tres marcos contraventeados la carga horizontal.

*c) Desplazamientos máximos*

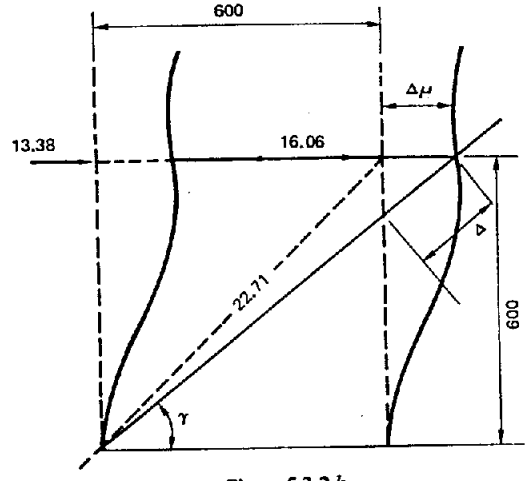



**Figura 5.3.2h**

$$\Delta_H = \frac{\Delta}{\cos \gamma} = \frac{PL}{AE \cos \gamma}$$ ver sección 2.2.6.1

$$= \frac{22710 \times 848.53}{15.36 \times 2100000 \cos 45^\circ}$$

$= 0.84$ cm $< 0.50$ (computadora)

$< L/600 = 1$ cm especificación 2.1.1.8.2.3.

www.elsolucionario.org



Rigidez de piso:

$$k = \frac{P}{\Delta_H} = \frac{13.38\ T}{0.0084\ \text{m}} = 1593\ \text{T/m} \quad \text{(tabla 2.2.6}a\text{)}$$

$$> 30\ P_N = 30 \times 13.38 = 401.4\ \text{T/m}$$

*d) Revisión de contravientos de fachada*

Contraviento a compresión (miembro 62 ).

*Paso 1.* Propiedades, arreglos y cálculos previos.

$P = -0.67$ ton; sección 2 - ⌐⌐-APS 64 X 6
$L_x = 3.61$ m; $A = 15.36$ cm²
$L_y = 3.61$ m ⌐⌐ $\gamma_x = 1.96$ cm ver figura 5.3.2*b*
⌐⌐ $\gamma_y = 2.90$ cm
$f = P/A = 670.00/15.36 = 43.62$ kg/cm²

$(KL/\gamma)_{máx} = K_x L_x/\gamma_x = 1.00 \times 361/1.96 = 184.18 < 200$ ¡bien!

*Paso 2.* Revisión de la sección (tabla 5.1.3*j*).

¿ $\frac{b}{c} = \frac{6.4}{0.64} = 10 < 12.67$ ? ¡sí!; $Q_s = 1.00$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Q_s F_y}} = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 2100000}{1.00 \times 2530}} = 128$$

¿Compresión? ¡sí!

¿ $\frac{KL}{\gamma} < 200$ ? ;¿ $184.18 < 200$ ? ¡sí!

¿ $\frac{KL}{\gamma} > C_c$ ? ;¿ $184.18 > 128$ ? ¡sí!

$$F_a = \frac{\frac{12\pi^2 E Q_s}{23\,(KL/\gamma)^2}}{1.6 - \frac{(KL/\gamma)}{200}} = \frac{\frac{12 \times \pi^2 \times 2100000 \times 1}{23\,(184.18)^2}}{1.6 - \frac{184.18}{200}} = 469.41\ \text{kg/cm}^2$$

¿ $f_a > F_a$ ? $43.62 > 469.41$ ¡no! la sección es aceptable



$$\text{Interacción} = \frac{f_a}{F_a} = \frac{43.62}{469.41} = 0.09 \ll 1.00;\ F.S. = \frac{1}{0.09} = 10.76$$

Contraviento a tensión (miembro 55 ).

*Paso 1.* Propiedades, arreglos y cálculos previos.

$P = 22.71$ ton sección 2-⌐⌐-APS 64 X 6
$L_x = 4.24$ m $A = 15.36$ cm²
$L_y = 8.49$ m $\gamma_x = 1.96$ cm ver figura 5.3.2.1*i*
$\gamma_y = 2.90$ cm
$f = P/A = 22710/15.36 = 1478.52$ kg/cm²

$K_x L_x/\gamma_x = 1.00 \times 424/1.96 = 216.33$
$K_y L_y/\gamma_y = 1.00 \times 849/2.90 = 292.76 < 300 > 216.33$ ¡rige!

*Paso 2.* Revisión de la sección (tabla 5.1.3*j*).

$b = 10 < 12.67$, $Q_s = 1.00$, $C_c = 128$; ¿compresión ? ¡no!

$F_a = 0.6\ Q_s F_y = 0.6 \times 1.00 \times 2530 = 1518.00$ kg/cm²

¿ $f_a > F_a$ ; ¿ $1478.52 > 1518.00$ ? ¡no! La sección es aceptable.

Interacción = $f_a/F_a = 1478.52/1518 = 0.97$; $F.S. = 1.03$

*e) Conexiones contravientos de fachada*

Dado que se tiene el mismo tipo de contraviento en cubierta y fachada compresión y tensión), para diseño de la conexión, soldada o atornillada, véase el inciso 5.3.2.1. *b*; sin embargo, para detalles de estas conexiones, véase el capítulo 8

- Placas separadoras (PL6) especificación 2.1.1.(10) *h*
  - Separación
    Contrav. a compresión PL6 @ = $40\gamma_{mín}$ = 40 X 1.24 = 49.6 a = 500mn
  - Contrav. a tensión PL6 @ = $80\gamma_{mín}$ = 80 X 1.24 = 99.2 a = 100mm
    Soldadura
    Por especificación $E\text{-}60_{xx}$ *e* = 5mm (taller)
  - Dimensiones 50 X 50 X 6

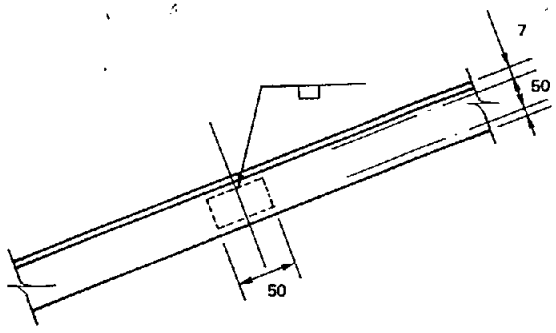



Figura 5.3.2.*i*

# 6 Diseño de miembros principales

*Se describe la revisión de los elementos trabes y columnas de acuerdo con las secciones propuestas y los elementos mecánicos que rigen el diseño. Conexiones atornilladas y soldadas. Revisión a la capacidad de la estructura piloto para resistir los desplazamientos límites. Diseño de placas base y anclajes. Tablas y ejemplos.*

## 6.1. TRABES

### 6.1.1. Introducción

Llamaremos trabe a aquel miembro estructural sujeto indistintamente a cargas axiales (tensión o compresión) y momentos flexionantes (en la dirección de su mayor momento de inercia, inclusive en sus extremos) conectada para transmitir fuerzas cortantes en el alma y cargas axiales de tensión o compresión en los patines (construcción tipo 1, ver tabla 2.2.5.*a*).

### 6.1.2. Diseño de trabes

*I. TRABE T – 1*

*Paso 1. Elementos mecánicos y propiedades*

| | | | |
|---|---|---|---|
| $P$ | $=-$ 6.65 ton | Combinación carga | ⑬ |
| $V$ | $=$ 4.12 ton | Miembro o barra | 15 |
| $M_x$ | $=-$ 20.08 t-m | Marco eje ① al ③ | |
| $L_{by} = L_x$ | $=$ 9.10 m | ver tabla 4.2.2. *a* | |
| $L_{bx} = L_y$ | $=$ 4.50 m | | |

Sección 457 X 203 IPC 72.6

$c = 5/8''$
$t = 1/4''$

| | | | |
|---|---|---|---|
| $A$ | $= 91.84\ cm^2$ | $\gamma_x$ | $= 19.68$ cm |
| $I_x$ | $= 35\,579\ cm^4$ | $\gamma_y$ | $= 4.92$ cm |
| $S_x$ | $= 1\,556\ cm^3$ | $\gamma_b$ | $= 5.49$ cm |

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{6650}{91.84} = 72.41 \frac{kg}{cm^2}\ ;\ f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{2008000}{1556}$$

$$K_x\ L_x/\gamma_x = 1.2^{*} \times 910/19.68 = 55.49\ ;\ f_{bx} = 1290.49\ kg/cm^2$$

$$K_y\ L_y/\gamma_y = 1.0 \times 450/4.92 = 91.46 > 55.49 < 120;\ \frac{KL}{\gamma} = 91.46$$

*Paso 2. Revisión por carga axial (tabla 5.1.3a)*

$$\frac{b}{2c} = \frac{20.32}{2 \times 1.59} = 6.39 < 15.83\ ;\ Q_s = 1.00$$

* El factor de longitud efectiva en trabes, normalmente se estima en 1.20.

www.elsolucionario.org



$$\frac{d}{t} = \frac{45.72}{0.64} = 71.44 > 42.17$$

$f = 0.6\, Q_S F_y$

$f = 1518.00$ kg/cm²

$$h_e = \frac{2120.946\, t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{371.375}{(d/t)\sqrt{f}}\right] \leqslant h$$

$$h_e = \frac{2120.946 \times .64}{\sqrt{1518}} \left[1 - \frac{371.375}{(71.44)\sqrt{1518}}\right] = 30.19 < 45.72 \text{ cm}$$

$$Q_A = \frac{A - (d - he)\, t}{A} = \frac{91.84 - (45.72 - 30.19)\, 0.64}{91.84}$$

$$= 0.89$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\,\pi^2\, E}{Q_S\, Q_A\, F_y}} = \sqrt{\frac{2\,\pi^2 \times 2100\,000}{1.0 \times .89 \times 2530}}$$

$$= 135.68$$

¿Comprensión, $\frac{KL}{\gamma} < 200$, $91.46 < 200$ ? ¡OK!

¿$\frac{KL}{\gamma} < C_c$? ;¿$91.46 < 135.68$? ¡Sí!

$$F_a = \frac{Q_S Q_A \left[1 - \frac{(KL/\gamma)^2}{2\,C_c^2}\right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3\,(KL/\gamma)}{8\,C_c} - \frac{(KL/\gamma)^3}{8\,C_c^3}}$$

$F_y = 2530$
$Q_S = 1.00$
$Q_A = 0.89$
$KL/\gamma = 91.46$
$C_c = 135.68$

$\rightarrow F_a = 925.03$ kg/cm²

¿$f_a < F_a$? ;¿$72.41 < 925.03$? ¡Sí! → a la subrutina de 5.1.3*b*.

*Paso 3. Revisión por flexión X – X (tabla 5.1.3b)*

¿Simétrica? ¡Sí!
¿Unión continua alma – patines? ¡Sí!
¿Soporta lateralmente al sistema de piso? ¡No!

$$\frac{f_a}{F_y} = \frac{72.41}{2530} = 0.03 < 0.16 \rightarrow \frac{d}{t} \leqslant \frac{5365.238}{\sqrt{F_y}} \left(1 - \frac{3.74\, f_a}{F_y}\right)$$

$$¿71.44 < \frac{5365.238}{\sqrt{2530}} \left(1 - \frac{3.74 \times 72.41}{2530}\right) ? \; ;¿71.44 < 95.25? \text{ ¡Sí!}$$



$L_{bx} \leqslant 12.67\, b$ ? ¿ $450 < 12.67 \times 20.32$?; ¿$450 < 257.45$? ¡No!

¿ $\frac{b}{2c} < 15.83$? ¡Sí! $Q_S = 1.00$ ; $\frac{d}{t} \leqslant 32$ ¿ $\frac{d}{t} \leqslant 322.03$? ¡Sí! $Q_A = 1.00$

$$F_{bx_1} = \frac{843672\, b_c\, Q_S\, Q_A}{L_{bx}\, d} = \frac{843672 \times 20.32 \times 1.59 \times 1 \times 1}{450 \times 45.72}$$

$$= 1324.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$¿L_{bx} \leqslant \frac{1405555.556\, b_c}{d\, F_y} ? \quad 450 \leqslant \frac{1405555.556 \times 20.3 \times 1.59}{45.72 \times 2530}$$

¿$450 \leqslant 392.21$? ¡No!

¿ $L_{bx} \leqslant \gamma_b \left[\sqrt{7168333.333/F_y}\right]$ ?

¿$450 \leqslant 5.49 \left(\sqrt{7168333.333/2530}\right)$?

¿$450 \leqslant 292.23$? ¡No!

$$L_{bx} \leqslant \gamma_b \left[\sqrt{\frac{35841666.67}{F_y}}\right]; \quad 450 \leqslant 5.49 \left[\sqrt{\frac{35841666.67}{2530}}\right]$$

¿$450 \leqslant 653.44$? ¡Sí!

$$F_{bx_2} = \left[\frac{2}{3} - \frac{(L_{bx}/\gamma_b)^2}{42948.94}\right] F_y Q_S Q_A$$

$$F_{bx_2} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\left[\frac{450}{5.49}\right]^2}{42948.94}\right] 2530 \times 1.00 \times 1.00 = 1290.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{bx} = \left[\begin{matrix} F_{bx_1} \\ F_{bx_2}; \end{matrix}\right]_{\text{máx}} :: F_{bx_1} > F_{bx_2} \rightarrow F_{bx} = 1324.88 \text{ kg/cm}^2$$

¿ $f_{bx} > F_{bx}$? ;¿$1290.49 > 1324.88$? ¡No!

Interacción $\frac{f_a}{F_a} < 0.15 \rightarrow \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \leqslant 1.00$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{72.41}{925.03} = 0.08 \rightarrow 0.08 + \frac{1290.49}{1324.88}$$

$$= 1.05 \approx 1.00$$

*Paso 4. Revisión por cortante*

$$f_v = \frac{V}{dt} \leqslant F_v \; ; \; F_v = 0.4\, F_y$$

$$\frac{4120}{45.72 \times .64} \leqslant 0.4 \times 2530 \therefore 140.80 \ll 1012 \quad \text{¡Bien!}$$

*Conclusión:*

¡La sección 457 X 203 IPC 72.6 es aceptable!

*2. Trabe T – 2*

*Paso 1. Propiedades y elementos mecánicos*

Sección 406 X 203 IPC 60.00

$P = -10.02$ ton | Comb. carga (13)
$V = 6.23$ ton | Barra [4]
$M_x = -10.07$ ton-m | Tabla 4.2.2. 4 *a*
$b = 1/2''$
$c = 1/4''$
$L_x = 6.00$ m $= L_{by}$
$L_y = 6.00$ m
$L_{bx} = 1.00$ m soportada lateralmente por losa
$A = 76.$ cm$^2$ $\gamma_x = 17.38$ cm
$I_x = 22956$ cm$^4$ $\gamma_y = 4.84$ cm
$S_x = 1129$ cm$^3$ $\gamma_b = 5.45$ cm

$$f_a = \frac{10020}{76} = 131.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bx} = \frac{1007000}{1129} = 891.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{K_y L_y}{\gamma_y} = \frac{1.00 \times 6.00}{4.84} = \frac{KL}{\gamma} = 123.97$$

*Paso 2. Revisión por carga axial (tabla 5.1.3b)*

$$\frac{b}{2c} = \frac{20.32}{2 \times 1.27} = 8.00 < 15.83; Q_S = 1.00$$

$$\frac{d}{t} = \frac{40.64}{0.64} = 63.5 > 42.17$$



$$h_e = \frac{2120.946 \times 0.64}{\sqrt{1518}} \left[1 - \frac{371.375}{63.5\sqrt{1518}}\right] = 29.61 \text{ cm}$$

$$Q_A = \frac{76.00 - (40.64 - 29.61)\,0.64}{76.0} = 0.91$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\,\pi^2 \times 2100000}{1 \times 0.95 \times 2530}} = 134.18$$

¿$123.97 < 134.18$? ¡Sí!

$$F_a = \frac{1.0 \times .91 \left[1 - \frac{(123.97)^2}{2 \times 134.18^2}\right] 2530}{\frac{5}{3} + \frac{3(123.97)}{8(134.18)} - \frac{(123.97)^3}{8\,(134.18)^3}} = 689.29 \text{ kg/cm}^2$$

$131.84 < 644.85$? ¡Sí! → a la tabla 5.1.3*b*

*Paso 3. Revisión por flexión X – X (tabla 5.1.3b)*

¿Simétrica? ¡Sí!,
¿Unión continua alma-patines? ¡Sí!
¿Soporta lateralmente al sistema de piso? ¡Sí! → $L_{bx} = 100$

$$¿\frac{f_a}{F_y} = \frac{131.84}{2530} = 0.05 \leqslant 0.16? \text{ ¡Sí!}$$

$$¿\frac{40.64}{0.64} < \frac{5365.238}{\sqrt{2530}} \left[1 - \frac{3.74 \times 131.84}{2530}\right]? \; ; ¿63.5 < 85.88? \text{ ¡Sí!}$$

$$¿L_{bx} \leqslant 12.67\, b? \text{ ¡Sí! } ¿100 < \frac{1405555.556 \times 20.32 \times 1.27}{40.64 \times 2530}? \text{ ¡Sí!}$$

$$¿\frac{b}{2c} \leqslant 10.83? \text{¡Sí! } F_{bx} = 0.66\, F_y = 0.66 \times 2530 = 1669.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{131.84}{689.29} = 0.19 > 0.15 \quad \rightarrow \frac{f_a}{F_a} + \left[\frac{Cm\, F_{bx}}{1 - \frac{f_a}{F'_{ex}} F_{bx}}\right] \leqslant 1.00$$

$C_m = 0.85$ espec. AISC 1.6.1

$$F'_{ex} = \frac{10498893.81}{\left(\frac{K L_x}{\gamma_x}\right)^2} = \frac{10498893.81}{\left(\frac{1.20 \times 100}{17.38}\right)^2} = 220232.09 \text{ kg/cm}^2$$

Interacción I:

$$\frac{131.84}{689.29} + \frac{0.85 \times 891.94}{\left(1 - \frac{131.84}{220232.09}\right)1669.80} = 0.66 > 1.00$$

Interacción II:

$$\frac{131.84}{1518} + \frac{891.94}{1669.80} = 0.62 < 1.00$$

*Conclusión:*

La sección 406 X 203 IPC 60 es adecuada, sin embargo, por minimizar los tipos de trabes, se cambiará a la sección 610 X 305 IPC 97.6.

*3. Trabet – 3*

Siguiendo el procedimiento descrito, el diseño fue regido por el miembro [5] del marco eje (B), condición de carga (13), obteniéndose lo siguiente:

*Cargas*

$P = -$ 5.56 ton
$V =$ 8.20 ton
$M = -$ 14.23 ton-m

La sección propuesta 406 X 305 IPC 95.5, tiene una interacción de 0.480, y de igual manera, se cambia a la sección 610 X 305 IPC 97.6.

## 6.1.3 DISEÑO DE CONEXIONES DE TRABES

*1. Introducción*

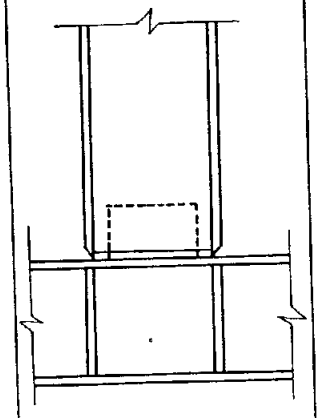
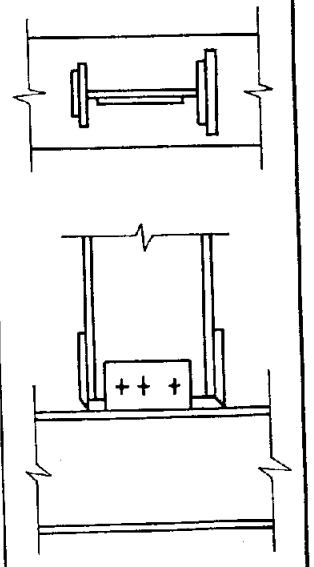
El diseño de conexiones de trabes está íntimamente ligado con el tipo de construcción; por definición, una trabe tendrá una conexión denominada comúnmente "a cortante y flexión" o construcción tipo (1) (ver inciso 2.2.5).

La conexión debe ser soldada y/o atornillada y las fuerzas axiales (corte en el alma y compresión o tensión en los patines), son transmitidas a las columnas por medio de placas, cuya disposición impide prácticamente el giro de la misma.

Por lo general, el montaje tiene las características, que se muestran en la tabla 6.1. 3*a*.



**Tabla 6.1.3a** Disposición de conexiones de trabes y sus características de montaje (construcción tipo 1 trabes a cortante y flexión).

| Detalle de la conexión | Atornillada en taller y campo | Soldada en taller y campo | Soldada en taller; atornillada en campo |
|---|---|---|---|
|  | — | La trabe se prepara en taller y se suelda totalmente en el campo; requiere una alineación y plomeo muy riguroso. | Además de los requisitos que se exigen para una trabe soldada en taller y campo, la alternativa de atornillar requerirá una placa de cortante o ángulos. |
|  | Esta conexión totalmente atornillada, está cayendo en desuso, debido a las ventajas de la soldadura. | Caso más común; la columna trae de taller soldada la placa inferior e intermedia. La trabe, la placa superior y el montaje se completa en el campo. | Al igual que para el caso de trabe soldada en taller y campo, esta alternativa requiere atornillar la placa de corte al alma de la trabe en campo. |

www.elsolucionario.org



## 2. DESCRIPCION DE LA CONEXION

El caso que se presenta en el desarrollo del presente estudio, es una conexión a base de 3 placas, soldada en taller y soldada-atornillada en campo:

- La placa superior se denomina placa A, tiene un ancho menor que el ancho del patín de la trabe y una longitud preestablecida.
- La placa inferior se denomina placa B, tiene un ancho mayor que el ancho del patín de la trabe (con el objeto de soldar en posición normal de arriba hacia abajo en campo, evitando la soldadura sobre-cabeza) y una longitud preestablecida; en nuestro caso, los anchos y longitudes de las placas A y B se preestablecen de acuerdo con la tabla 6.1.3*b*. El momento flexionante de diseño se divide entre el peralte de la trabe, resultando un par de fuerzas axiales de tensión que será transmitido a la columna por las placas A y B mediante soldadura.
- La placa intermedia se denomina placa C, tiene un ancho preestablecido y el cortante es transmitido en ella mediante tornillos a la trabe y soldadura a la columna.

**Tabla 6.1.3*b*** Dimensiones mínimas preestablecidas de placas de conexión de trabes (construcción tipo 1 corte y flexión).

| *Dimensiones de la trabe* | *Placa A* | | *Placa B* | | *Placa C* | | | *Notas* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | *Ancho* | *Long.* | *Ancho* | *Long.* | *Ancho* | *Long.* | *Long.* | |
| $d \times b$ | $A_A$ | $L_A$ | $A_B$ | $L_B$ | $A_C$ | $L_C$ *sold.* | $L_C$ *torn* | |
| 203 x 134 | 120 | 150 | 146 | 150 | 76 | 172 | 122 | Los perfiles estructurales con peraltes menores de 203 mm, no deben usarse como trabes; por eso no aparecen las dimensiones de placas para dichos perfiles. |
| 229 x 102 | 90 | 150 | 116 | 150 | 76 | 196 | 122 | |
| 229 x 152 | 140 | 150 | 165 | 150 | 76 | 196 | 122 | |
| 254 x 102 | 90 | 150 | 116 | 150 | 76 | 216 | 182 | |
| 254 x 146 | 134 | 150 | 160 | 150 | 76 | 216 | 182 | |
| 254 x 152 | 140 | 150 | 165 | 150 | 76 | 216 | 182 | |
| 305 x 102 | 90 | 200 | 116 | 200 | 76 | 242 | 242 | |
| 305 x 152 | 140 | 200 | 165 | 200 | 76 | 242 | 242 | |
| 305 x 203 | 180 | 200 | 230 | 200 | 76 | 242 | 242 | |
| 358 x 152 | 140 | 200 | 165 | 200 | 76 | 286 | 242 | |
| 358 x 203 | 180 | 200 | 230 | 200 | 76 | 286 | 242 | |



**Tabla 6.1.3*b*** (Continuación).

| *Dimensiones de la trabe* | *Placa A* | | *Placa B* | | *Placa "C"* | | | *Notas* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | *Ancho* | *Long.* | *Ancho* | *Long.* | *Ancho* | *Long.* | *Long.* | |
| $d \times b$ | $A_A$ | $L_A$ | $A_B$ | $L_B$ | $A_C$ | $L_C$ *sold.* | $L_C$ *tonr.* | |
| 358 x 254 | 230 | 200 | 280 | 200 | 76 | 286 | 242 | |
| 406 x 203 | 180 | 300 | 230 | 300 | 102 | 342 | 302 | |
| 406 x 305 | 260 | 300 | 350 | 300 | 102 | 342 | 302 | |
| 457 x 203 | 180 | 300 | 230 | 300 | 102 | 390 | 362 | |
| 457 x 305 | 260 | 300 | 350 | 300 | 102 | 390 | 362 | |
| 533 x 203 | 180 | 300 | 230 | 300 | 102 | 482 | 482 | |
| 533 x 305 | 260 | 300 | 350 | 300 | 102 | 482 | 482 | |
| 610 x 203 | 180 | 400 | 230 | 400 | 102 | 560 | 542 | |
| 610 x 305 | 260 | 400 | 350 | 400 | 102 | 560 | 542 | |
| 686 x 203 | 180 | 400 | 230 | 400 | 102 | 640 | 602 | |
| 686 x 305 | 260 | 400 | 350 | 400 | 102 | 640 | 602 | |
| 762 x 305 | 260 | 500 | 350 | 500 | 102 | 700 | 662 | |
| 762 x 406 | 360 | 500 | 450 | 500 | 102 | 700 | 662 | |
| 838 x 305 | 260 | 600 | 350 | 600 | 102 | 760 | 772 | |
| 838 x 406 | 360 | 600 | 450 | 600 | 102 | 770 | 722 | |
| 1067 x 406 | 360 | 700 | 450 | 700 | 152 | 980 | 962 | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

## 3. ESPECIFICACIONES QUE RIGEN EL DISEÑO

- Elementos mecánicos de diseño. *Especificación*
  - 1.33 X (V o M) obtenidos del análisis o
  - 85% (V o M) capacidad máxima de la trabe 2.1.1 (10) *a*

- La conexión mínima será a base de dos (2) tornillos 3/4" $\phi$ ASTM A-325 X. Conexión tipo aplastamiento. — 2.1.1 (10) *a* y 5.1.8
- El espesor mínimo de placas de conexión será de 8 mm (excepto el perfil de $d = 1067$ de 10 mm).
- El diseño se hará según el procedimiento indicado en el AISC para "moment connections", excepto que la construcción es tipo 1. — 2.1.1 (10) *b*
- Para requisitos de soldadura ver incisos — AISC parte 4, 2.1.1.6 y 5.1.8. (páginas 4-98)

## 4. *EJEMPLO No. 10*

Diseño de conexión de la trabe T-2/K-3 (trabe 406 X 203 IPC 60/col 610 X 305 IPC 97.6) corte y flexión.

*Paso 1. Propiedades*

| *Trabe* | | *Columna* |
|---|---|---|
| $b = 203$ mm | $S = 1129.75$ cm$^3$ | $b = 305$ mm |
| $c = 13$ mm | $A = 76.00$ cm$^2$ | $c = 13$ mm |
| $d = 406$ mm | | $d = 610$ mm |
| $t = 6$ mm | | $t = 8$ mm |
| $k = 18$ mm | | $k = 18$ mm |

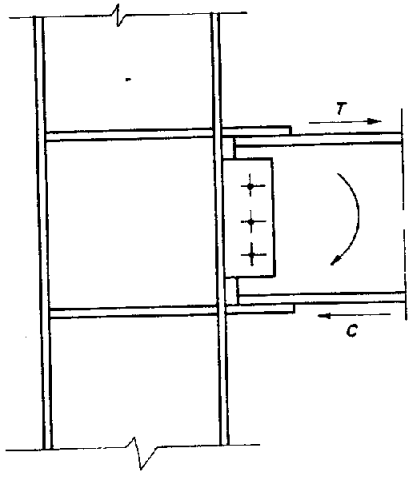



Figura 6.1.3 *c*



*Paso 2. Elementos mecánicos*

Análisis

| | | |
|---|---|---|
| $P = 10.02$ ton | Comb. carga (13) | = 13.23 ton |
| $V = 6.23$ ton | Barra [4] X 1.33 | = 8.29 ton |
| $M_x = 10.07$ t-m | Tabla 4.2.2 *d* | = 13.39 t-m |

Especificación

$P = 0.85\, F_a\, A = 0.85 \times 0.6 \times 2530 \times 76.00 = 98.06$ ton
$V = 0.85\, F_v\, A_v = 0.85 \times 0.4 \times 2530 \times 40.64 \times 0.64 = 22.37$ ton
$M = 0.85\, F_{bx}\, S_x = 0.85 \times 0.6 \times 2530 \times 1129.75 = 14.58$ t-m

*Conclusión:*

Rige los elementos mecánicos por especificación.

*Paso 3. Diseño de la placa A*

- Fuerza axial de compresión o tensión $C = T = \frac{M}{d} = \frac{1458000}{40.64}$
  $= 35.87$ ton
- Ancho y largo de la placa A (tabla 6.1.3*b*) $A_A \times L_A = 18 \times 30$ cm
- Espesor de la placa ; $C_{A\ mín} = 0.79\ (5/16'')$

Sea $C_A = 1.27$; $T$ real $= F_b\, A_A\, A_C = 0.6 \times 2530 \times 18 \times 1.27$
$= 34.70$ ton
$\approx 35.87$ Ok

- Espesor de la soldadura (E-60 xx taller) $e_{mín} = 0.48\ (3/16'')$

–Longitud total de soldadura $l_{T_A} = 2\,(L_A - \text{holg}) + A_A = 2(30 - 1.27) + 18$
$= 75.46$ cm

Sea $e_A = 1/4''$; $T_R = l_{T_A}\, e_A\, f_V$
$= 75.46 \times 0.635 \times 0.3 \times 4218.36 \times \text{Sen } 45°$
$= 42.88$ ton
$> 35.87$ Ok

*Conclusión:*

La tensión resistente está limitada por el espesor de la placa A ($T_R$ placa $< T_R$ soldadura).

*Paso 4. Diseño de la placa B*

- Ancho y largo de la placa B (tabla 6.1.3 *b*)

$A_B \times L_B = 23 \times 30$ cm

- Espesor de la placa, $C_{B\ mín} = 0.79\ (5/16'')$
  Sea $C_B = 1.11$
  $T$ real placa $= A_B\ T_b\ C_B = 23 \times 1518 \times 1.11125 = 38.80$ ton
  $> 35.87$ Ok

- Espesor de soldadura (E-70 xx electrodo de campo).
  –Longitud total soldadura $l_{T_B} = 2\ (L_B$ – holg$) = 2\ (30 - 1.27) =$ 57.46 cm

Sea $e_B = 1/4''$
$T_{R\ sold.} = 57.46 \times 0.635 \times 0.3 \times 4921.42 \times \text{Sen } 45°$
$= 38.09$ ton
$> 35.87$ ¡Ok!

*Conclusión:*

Comprensión limitada por espesor de soldadura ($T_{R\ sold.} < T_{R\ PL}$).

*Paso 5. Diseño de la placa C*

- Ancho y espesor mínimo placa C (tabla 6.1.3 *b*)

$A_c \times C_c = 10.16 \times .79$

- Número total de tornillos (A-325 $\times\ \phi = 3/4''$ aplastamiento) por:

– Corte $N_v = \dfrac{V}{F_v\ A_\phi} = \dfrac{22370}{2109.18 \times 2.85} = 3.72 = 4$ rige

$V_{R_I} = 4 \times 2109.18 \times 2.85 = 24.04 > 22.37\ T$ ¡Ok!

–Aplastamiento alma trabe $N_t = \dfrac{V}{F_p\ \phi t} = \dfrac{22370}{5097.19 \times 1.905 \times 0.64}$
$= 3.60 = 4$ ok

–Aplastamiento placa conex. $N_c = \dfrac{V}{F_p\ \phi c} = \dfrac{22370}{5097.19 \times 1.905 \times 0.79}$
$= 2.92 = 3$ ¡Ok!



- Longitud de la placa (ver nota)

Req. $P$/torns. $L_c = 2 \times 3.1 + 3 \times 6 = 24.2$ cm
Req. tabla 6.1.3 *b* $L_c = 34.0$ rige

– Distancia libre $= (40.64 - 34)/2 = 3.32 > k_T$ si cabe la ℄ C.

- Corte en el clip.
  $C_{c\ mín} = 0.79\ (5/16'')$
  Usar $C_c = 5/16''$
  $V_R = C_c\ L_c\ F_v$
  $V_{R\ IV} = 0.79375 \times 34.0 \times .4 \times 2530 = 27.31$ ton
  $> 22.37$ ton

- Corte en la soldadura
  $e_{c\ mín} = 0.48\ (3/16'')$
  $V_{R_V} = 2\ L_c\ e_c\ f_{v\,E\text{-}60\ xx}$
  $= 2 \times 34 \times .48 \times 0.3 \times 4921.42\ \text{Sen } 45° = 28.28$ ton
  $> 22.37$ Ok

*Conclusión:*

Cortante limitada por el número de tornillos a corte.

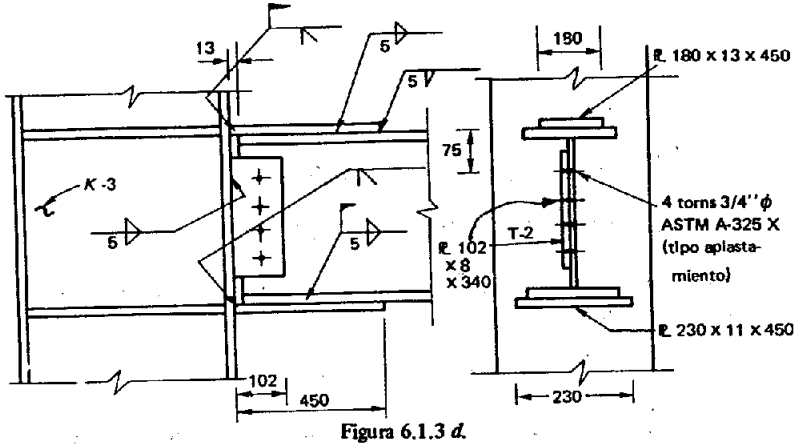



Figura 6.1.3 *d*.

*Nota:* La tabla 6.1.3*b* propone indistintamente longitudes de placa C para conexión soldada y/o atornillada; se recomienda el uso de longitudes para conexión soldada, para obtener un ahorro en espesores de soldadura.

www.elsolucionario.org



*Paso 6. Atiesadores en la columna*

- Cortante en el alma de la columna

$$A_{bc} = (d_T + C_A + C_B)\, d_{col}$$
$$= (40.64 + 1.27 + 1.11)\, 60.96 = 2622.50 \text{ cm}^2$$

$$t_{col} \geq \frac{2.667\, M}{A_{bc}\, F_{y_{A\,36}}} = \frac{2.667 \times 1458000}{2622.50 \times 2530}; \quad 0.79 \geq 0.59 \text{ !Ok!}$$

- Necesidad de atiesadores en el alma de la columna

$$P_{bf} = \frac{5}{3}\, C = \frac{5}{3}\, \frac{M}{d_T + .5\,(C_A + C_B)}$$

$$= \frac{5}{3}\, \frac{1458000}{40.64 + 0.5\,(1.27 + 1.11)} = \frac{5}{3} \times 34.86T = 58.09 \text{ ton}$$

$$A_{ST} = \frac{P_{bf} - F_{Y_{A\text{-}36}}\, t_{col}\,(C_B + 5\, k_{col})}{F_{y_{A\,36}}}$$

$$= \frac{58090 - 2530 \times 0.79\,(1.11 + 5. \times 1.8)}{2530} = 14.97 \text{ cm}^2$$

¡Sí requiere atiesadores!

- Ancho, espesor y largo del atiesador ($\omega_s$, $t_s$ y $l_s$)

$$\omega = \frac{b_{col}}{3} - \frac{t_{col}}{2} = \frac{30.48}{3} - \frac{0.79}{2} = 9.77 \text{ cm}$$

$C$ = valor mayor de esp. ℄ A o B $t_s = \frac{C_A}{2}$ o por Especificación

Espec. $t_s = 0.95$

$$l_s = \frac{h_{col}}{2} = \frac{30.96 - 2 \times 0.79}{2} = 14.69 \text{ cm}$$

$$A = 2\, \omega ts = 2 \times 9.77 \times 0.95 = 18.56 > 14.97 \text{ cm}^2$$

Para aspectos prácticos, normalmente la disposición de los atiesadores es como sigue:

$$\omega = \frac{b_{col} - t_{col}}{2} = \frac{30.48 - 0.79}{2} = 14.85 \text{ cm}$$

$t_s$ = el mismo espesor que el de las placas A o B que coincide en el nudo.

$$l_s = h_{col} = 60.96 - 2 \times 1.27 = 58.42 \text{ cm}$$



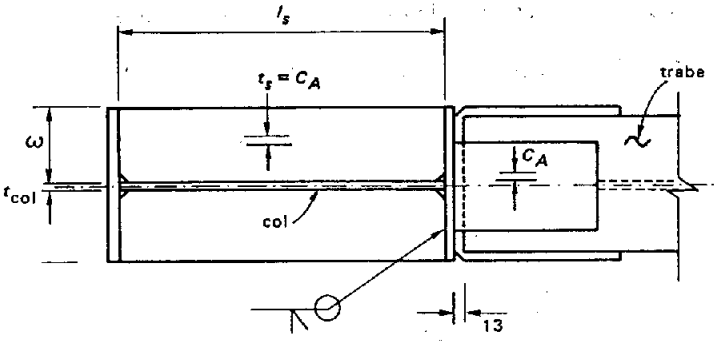



Figura 6.1.3 e.

## 6.2 COLUMNAS

### 6.2.1 Introducción

Llamaremos columna, a aquel miembro estructural sujeto indistintamente a cargas axiales (tensión o compresión) y momentos flexionantes en ambas direcciones; la estabilidad de la estructura depende fundamentalmente de su rigidez y transmite en unión de los contravientos las reacciones para el diseño de la cimentación.

### 6.2.2 Diseño de columnas

*1. COLUMNA K – 1*

*a) Tramo superior*

*Paso 1.* Elementos mecánicos, propiedades y cálculos previos.

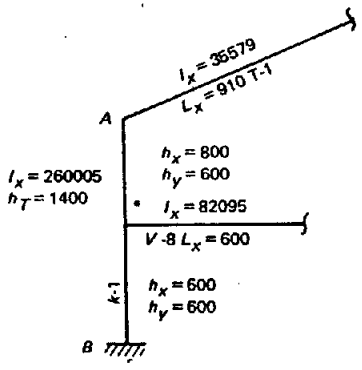
Direc. $x$ marco eje (1) al (3), miembro [5], cond. carga (12) tabla 4.2.2*a*.
Direc. $y$ marco eje (A) y (D), miembro [5], cond. carga (8) tabla 4.2.2*c*.

Columna

$P = P_x + P_Y = -22.20 - 9.82 = -32.02$ ton
$V_x = -6.43$ ton ; $V_y = 0.00$ ton 838 X 406 IPC 162.6
$M_x = -22.29$ ton-m; $M_y = 0.00$ ton-m 838 X 10 X 406 X 16

- Cálculo de los factores de longitud efectiva de la columna

  – Cálculo de $K_x$ (sin restringir el desplazamiento lateral)




* Este punto no se considera continuo, puesto que el elemento unido es una viga conectada exclusivamente a cortante, de ahí que se considere $h_T$.

**Figura 6.2.2 *a*.**

$$G_A = \frac{\Sigma \frac{I_x}{h_T}}{\Sigma \frac{I_x}{L_x}} = \frac{\frac{260005}{1400}}{\frac{35579}{910}} = 4.75$$

$G_B = 1.00$

$K_x = 1.69$ ; ver AISC figura c 1.8.2

– Cálculo de $K_y$ (restringiendo el desplazamiento lateral)

$K_y = 1.00$ ; ver AISC tabla C.1.8.1 figura *d*)

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{32020}{205.84} = 155.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{K_x L_x}{\gamma_x} = \frac{1.69 \times 800}{35.54} = 38.04$$

$$\frac{K_y L_y}{\gamma_y} = \frac{1.00 \times 600}{9.30} = 64.52 > 38.04 \text{ RIGE } \frac{KL}{\gamma} = 64.52$$



*Paso 2.* Esfuerzos por carga axial (tabla 5.1.3*a*)

$$\frac{b}{2c} = \frac{40.64}{2 \times 1.59} = 12.78 < 15.83$$

$Q_S = 1.00$

$$\frac{d}{t} = \frac{83.82}{0.95} = 88.23 > 42.17$$

$$h_e = \frac{2120.946\, t}{\sqrt{0.6\, F_y}} \left[1 - \frac{371.375}{\left(\frac{d}{t}\right)\sqrt{0.6\, F_y}}\right]$$

$$= \frac{2120.946 \times 0.95}{\sqrt{0.6 \times 2530}} \left[1 - \frac{371.375}{(88.23)\sqrt{0.6 \times 2530}}\right] = 46.13$$

$$Q_A = \frac{A - (d - he)\, t}{A} = \frac{205.84 - (83.82 - 46.13)\, 0.95}{205.84} = 0.826$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Q_S Q_A F_y}} = \sqrt{\frac{2 \times 3.1416^2 \times 2100000}{1.00 \times 0.826 \times 2530}} = 140.84 > 64.52$$

$$F_a = \frac{F_y Q_S Q_A \left[1 - \frac{(KL/\gamma)^2}{2\, C_c^2}\right]}{\frac{5}{3} + \frac{3\,(KL/\gamma)}{8\, C_c} - \frac{(KL/\gamma)^3}{8\, C_c^3}}$$

$$= \frac{2530 \times 1.00 \times .826\left[1 - \frac{64.52^2}{2\,(140.84)^2}\right]}{\frac{5}{3} + \frac{3\,(64.52)}{8 \times 140.84} - \frac{(64.52)^3}{8\,(140.84)^3}} = 1024.12 \text{ kg/cm}^2 > 155.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{155.56}{1024.12} = 0.152 > 0.15 << 1.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ Ok}$$

*Paso 3.* Esfuerzos de compresión por flexión en la dirección de inercia mayor (*I*) (tabla 5.1.3*b*)

$$\frac{f_a}{F_y} = \frac{155.56}{2530} = 0.06 < 0.16$$

$$f_{bx} = \frac{2229000}{6203} = 359.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$¿\frac{d}{t} \leqslant \frac{5365.238}{\sqrt{F_y}}\left(1-\frac{3.74 \times f_a}{F_y}\right)?$$

$$¿\frac{83.82}{0.95} \leqslant \frac{5365.238}{\sqrt{2530}}\left(1-\frac{3.74 \times 177.46}{2530}\right)?\ ;\ ¿88.23 \leqslant 78.68?\ \text{¡No!}$$

$$\frac{b}{2c} = 12.78 < 15.83 \quad \text{y} \quad \frac{d}{t} = 88.23 < 322.01;\ Q_S = Q_A = 1.00$$

$$F_{bx} = \frac{843672\ bc\ Q_S Q_A}{L_b\ d} = \frac{843672 \times 40.64 \times 1.59 \times 1.00 \times 1.00}{600 \times 83.82}$$

$$= 1083.99\ \text{kg/cm}^2$$

$$¿L_b \leqslant \gamma_b\sqrt{\frac{35841666.667}{F_y}}\ ?\ ;\ ¿600 \leqslant 10.72\sqrt{\frac{35841666.667}{2530}}\ ?$$

$$¿600 < 1275.94\ ?\ \text{Sí} \quad F_b = F_y\ Q_S Q_A\left[\frac{2}{3}-\frac{(L/\gamma_b)^2}{42531.31}\right]$$

$$F_{bx} = 2530 \times 1.00 \times 1.00\left[\frac{2}{3}-\frac{(600/10.72)^2}{42531.31}\right] = 1500.31\ \text{kg/cm}^2$$
$$> 1083.99\ \text{kg/cm}^2$$

$$F'_{ex} = \frac{12\,\pi^2\,E}{23\left(\frac{K_x\,L_x}{\gamma_x}\right)^2} = \frac{12 \times 3.1416^2 \times 2100000}{23\left(\frac{1.69 \times 800}{35.54}\right)^2}$$

$$= 7472.29\ \text{kg/cm}^2$$

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} = \frac{359.34}{1500.31} = 0.240 \leqslant 1.00$$

*Paso 4.* Esfuerzos de compresión por flexión en la dirección de inercia menor ($\rightarrow I$) (tabla 5.1.3c)

$$f_{by} = 0.00$$

- Interacción

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{\text{Cm}\,f_{bx}}{\left(1-\frac{f_a}{F'_{ex}}\right)F_{bx}} \leqslant 1 \qquad \frac{155.56}{1024.12}$$

$$+ \frac{0.85 \times 359.34}{\left(1-\frac{155.56}{7472.29}\right)1500.31} = 0.360 < 1.00\ \text{¡Ok!}$$



$$\frac{f_a}{0.6\,F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \leqslant 1. \quad \frac{155.56}{1518} + \frac{359.34}{1500.31}$$

$$= 0.342 < 1.00\ \text{¡Ok!}$$

*Conclusión:*

Tramo superior sobrado; checar el tramo inferior.

*b) Revisión tramo inferior (K – 1)*

Direc. $x$ marco eje Ⓘ al ③; miembro ①, cond. cga. ⑬ tabla 4.2.2.1*a*.
Direc. $y$ marco eje Ⓐ y Ⓓ, miembro ⑤, cond. cga. ⑧ tabla 4.2.2.3*a*.

Sección columna

$P = P_x + P_y = -47.97 - 9.82 = -57.79$ ton
$V_x = 8.33$ ton ; $V_y = 0.00$ ton 838 X 406 IPC 162.6
$M_x = 63.82$ ton-m ; $M_y = 0.00$ ton-m 838 X 10 X 406 X 16

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{57790}{205.84} = 280.75\ \text{kg/cm}^2$$

$$F_a = 1024.12\ \text{kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M_x}{S_x} = \frac{6382000}{6203} = 1028.86\ \text{kg/cm}^2$$

$$F_{bx} = 1500.31\ \text{kg/cm}^2$$

$$F'_{ex} = \frac{12\,\pi^2\,E}{23\left(\frac{K_x\,L_x}{\gamma_x}\right)^2} = \frac{12 \times 3.1416^2 \times 2100000}{23\left(\frac{1.69 \times 600}{35.54}\right)^2} = 13284.08\ \text{kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{\text{Cm}\,f_{bx}}{\left(1-\frac{f_a}{F'_{ex}}\right)F_{bx}} = \frac{280.75}{1024.12} + \frac{0.85 \times 1028.86}{\left(1-\frac{280.75}{13284.08}\right)1500.31}$$

$$= 0.870$$

$$\frac{f_a}{0.6\,F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{by}} = \frac{280.75}{1518.00} + \frac{1028.86}{1500.31} = 0.871 < 1.00$$

*Conclusión:*

La sección 838 X 406 IPC 162.6 es adecuada.

www.elsolucionario.org



## 2. COLUMNA K – 2

*Paso 1.* Elementos mecánicos, propiedades y cálculos previos.

$P = -22.11 - 9.82 = -31.93$ ton
$V = 6.07$ ton
$M_x = 56.64$ t-m

Sección 838 X 406 IPC 142.5
838 X 10 X 406 X 13

- Cálculo del factor de longitud efectiva

$$G_A = \frac{\frac{218381}{1400}}{\frac{35579}{910}} = 3.99$$

$G_B = 1.00$

$K_x = 1.64$; AISC tabla C.1.8.2.

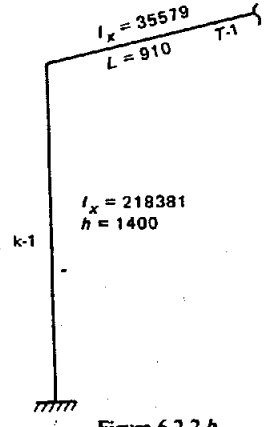



Figura 6.2.2 *b*.

$$f_a = \frac{31930}{180.44} = 176.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{K_x L_x}{\gamma_x} = \frac{1.64 \times 1400}{34.79} = 66.00$$

$$\frac{K_y L_y}{\gamma_y} = \frac{1.00 \times 600}{8.88} = 67.57 > 66.00; \frac{KL}{\gamma} = 67.57$$



*Paso 2.* Carga axial (tabla 5.1.3*a*).

$$\frac{b}{2c} = \frac{40.64}{2 \times 1.27} = 16 > 15.83 < 29.33$$

$$Q_S = 1.415 - 0.000521\,(16)\sqrt{2530} = 0.996$$

$$¿\frac{d}{t} = \frac{83.82}{0.95} = 88.23 < 42.17\,?\ \text{¡No!}$$

$$h_e = \frac{2120.946 \times 0.95}{\sqrt{0.6 \times 2530}}\left[1 - \frac{371.375}{88.23 \times \sqrt{0.6 \times 2530}}\right] = 46.13$$

$$Q_A = \frac{180.44 - 0.95\,(83.82 - 46.13)}{180.44} = 0.802$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \times 3.1416^2 \times 2100000}{0.996 \times 0.802 \times 2530}} = 143.22 > 67.57$$

$$F_a = \frac{2530 \times 0.996 \times 0.802\left[1 - \frac{(67.57)^2}{2(143.22)^2}\right]}{\frac{5}{3} + \frac{3(67.57)}{8\,(143.22)} - \frac{(67.57)^3}{8\,(143.22)^3}} = 981.19 \text{ kg/cm}^2 > 176.96 \text{ kg/cm}^2$$

*Paso 3.* Flexión *X-X* (tabla 5.1.3*b*).

$$¿\frac{176.96}{2530} = 0.07 < 0.16\,?\ f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{5664000}{5210} = 1087.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$¿\frac{83.82}{0.95} \leqslant \frac{5365.238}{\sqrt{2530}}\left(1 - \frac{3.74 \times 176.96}{2530}\right)\,?\ ;\ ¿88.23 \leqslant 78.76?\ \text{¡No!}$$

$$\frac{40.64}{2 \times 1.27} = 16 > 15.83 < 29.33;\ Q_S = 0.996$$

$88.23 < 322.01;\ Q_A = 1.00$

$$F_{bx} = \frac{843672 \times 40.64 \times 1.27 \times 1.00 \times 0.996}{600 \times 83.82} = 865.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$¿\,600 < 10.5\sqrt{\frac{35841666.667}{2530}}\,?\ ;\ ¿600 < 1249.75?\ \text{¿Sí!}$$

$$F_{bx} = 2530 \times 0.996 \times 1.00\left[\frac{2}{3} - \frac{(600/10.5)^2}{42531.31}\right] = 1486.46 \text{ kg/cm}^2 > 1087.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_{ex} = \frac{12 \times 3.1416^2 \times 2100000}{23\left(\frac{1.69 \times 600}{10.50}\right)^2} = 1159.51 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{176.96}{981.19} + \frac{0.85 \times 1087.14}{\left(1 - \frac{176.96}{1159.51}\right)1486.46} = 0.914 < 1.00 \text{ ¡Ok!}$$

$$\frac{176.96}{1518} + \frac{1087.14}{1486.46} = 0.848$$

*Conclusión:*

La sección 838 X 406 IPC 142.50 es aceptable.

*3. COLUMNA K – 3*

(610 X 305 IPC 97.6) (Interacción = 0.728)

Se siguió el procedimiento descrito en el inciso 6.2.2 (1), obteniéndose una interacción de 0.728 que es aceptable.

## 6.3 REVISION POR DESPLAZAMIENTOS

### 6.3.1 Marco transversal.

Ejes ① al ③ condición de carga ⑬

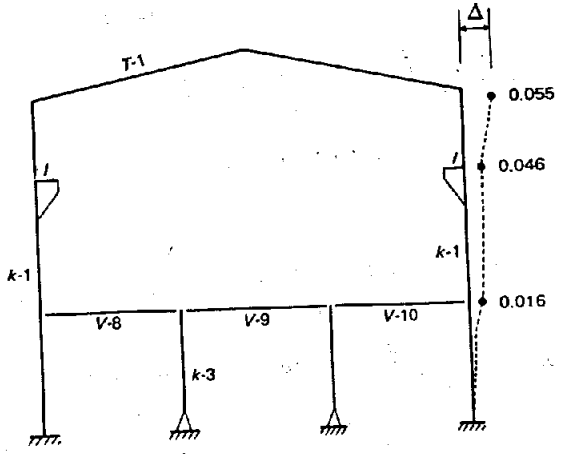



Figura 6.3.1 *a*



$$\Delta_{perm} = \begin{matrix} 0.016\ h = 0.016 \times 14.00^{(1)} = 0.224 \text{ m} \\ 0.008\ h = 0.008 \times 14.00 = 0.112 \text{ m} \end{matrix}$$

$$\Delta_{máx} = \Delta_x \text{ factor de ductilidad}^{(2)}$$
$$= 0.055 \times 4 = 0.22 < 0.224 \text{ m ¡Ok!}$$

*Conclusión:*

Las secciones propuestas son adecuadas para resistir los desplazamientos máximos.

*Notas importantes:*

### 6.3.2 Marco transversal

Ejes ④ al ⑨ Cond. de carga ⑫ y ⑬

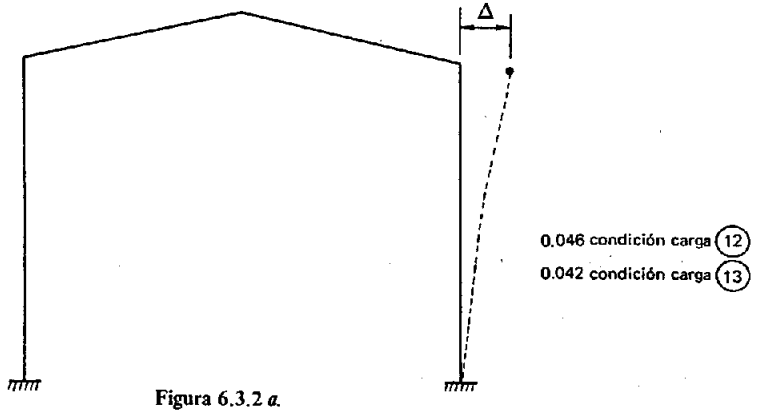



Figura 6.3.2 *a*

$$\Delta_{perm} \begin{matrix} \text{máx} = 0.224 \\ \text{mín} = 0.112 \end{matrix}$$

$$\Delta_{máx}\ ⑫ = 0.046 << 0.112 \text{ ¡Ok!}$$
$$A_{máx}\ ⑬ = 0.042 \times 4$$
$$= 0.168 < 0.224 \text{ ¡Ok!}$$

(1) El límite máximo es permitido, como en este caso, cuando no se tengan estructuras contiguas o instalaciones secundarias que puedan sufrir algunos deterioros (M.O.C. CFE).

(2) Reducir la fuerza sísmica por un factor de ductibilidad para más tarde aplicarlo a los desplazamientos, es un artificio muy discutible, con el cual el autor no está muy de acuerdo.

*Conclusión:*

Las secciones propuestas son adecuadas para resistir los desplazamientos máximos.

### 6.3.3 Marco longitudinal

Ejes Ⓐ y Ⓓ Condición de carga ⑬

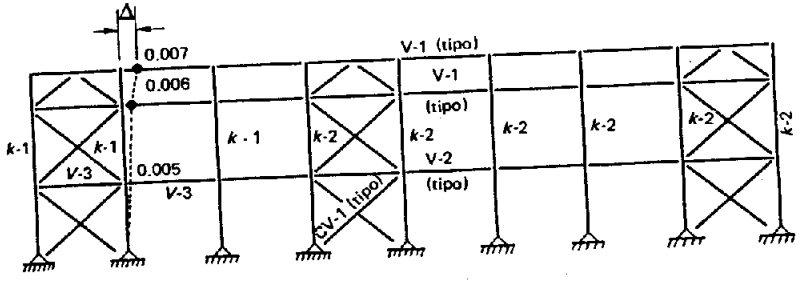



**Figura 6.3.3 *a***

$$\Delta_{máx} = 0.007 \times 4 = 0.028 << 0.112 \text{ m}$$ ¡Ok!

*Conclusión:*

Las secciones propuestas son adecuadas para resistir los desplazamientos máximos (nótese la rigidez tan tremenda que proporciona el contraventeo).

### 6.3.4 Marco longitudinal

Ejes Ⓑ y Ⓒ Condición de carga ⑬

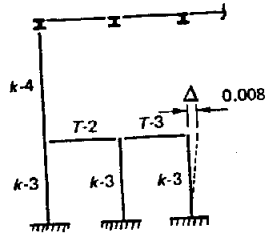



**Figura 6.3.4 *a***



$$\Delta_{máx} = 0.008 \times 4 = 0.032 \text{ m} < 0.112$$

*Conclusión:*

Las secciones propuestas son adecuadas para resistir los desplazamientos máximos.

## 6.4 TABLA DE SECCIONES DEFINITIVAS

**Tabla 6.4 *a*** Secciones definitivas para construcción.

| *Sección propuesta para diseño* | | | *Sección definitiva para construcción* | | *Notas* |
|---|---|---|---|---|---|
| *Nombre* | *Sección* | *No. de piezas* | *Sección* | *Nombre* * | |
| V-1 | 254 x 146 IPR 31.3 | 65 | 254 x 146 IPR 31.3 | V-15 | *Con excepción |
| V-2 | 254 x 146 IPR 31.3 | 12 | 254 x 146 IPR 31.3 | V-15 | de las columnas, |
| V-3 | 356 x 203 IPC 42.5 | 4 | 356 x 203 IPC 42.5 | V-27 | estos nombres |
| V-4 | 356 x 203 IPC 42.5 | 10 | 356 x 203 IPC 42.5 | V-27 | corresponden a |
| V-5 | 406 x 305 IPC 95.5 | 1 | 610 x 305 IPC 97.6 | V-52 | los de la tabla |
| V-6 | 152 x 102 IPR 12.7 | 1 | 254 x 146 IPR 31.3 | V-15 | 9.3.7.*a* |
| V-7 | 610 x 203 IPC 77.2 | 6 | 610 x 203 IPC 77.2 | V-50 | |
| V-8 | 610 x 305 IPC 97.6 | 1 | 610 x 305 IPC 97.6 | V-52 | |
| V-9 | 610 x 305 IPC 112.6 | 1 | 610 x 305 IPC 97.6 | V-52 | |
| V-10 | 610 x 305 IPC 97.6 | 1 | 610 x 305 IPC 97.6 | V-52 | |
| T-1 | 457 x 203 IPC 72.6 | 9 | 457 x 203 IPC 72.6 | T-34 | |
| T-2 | 406 x 203 IPC 60.0 | 3 | 610 x 305 IPC 97.6 | T-46 | |
| T-3 | 406 x 305 IPC 95.5 | 1 | 610 x 305 IPC 97.6 | T-46 | |
| K-1 | 838 x 406 IPC 162.6 | 6 | 838 x 406 IPC 162.6 | K-1 | |
| K-2 | 838 x 406 IPC 142.5 | 12 | 838 x 406 IPC 142.5 | K-2 | |
| K-3 | 610 x 305 IPC 97.6 | 6 | 610 x 305 IPC 97.6 | K-3 | |
| K-4 | 356 x 203 IPC 42.5 | 4 | 356 x 203 IPC 42.5 | K-4 | |

www.elsolucionario.org



## 6.5 PLACAS DE BASE Y ANCLAJE

### 6.5.1 Introducción

Existen métodos gráficos y numéricos (o. blodgett, lothers, etc.) para el análisis de placas de base; sin embargo, el autor ha empleado con mucha eficacia el llamado método *tradicional*, el cual se describe a continuación:

Primero:

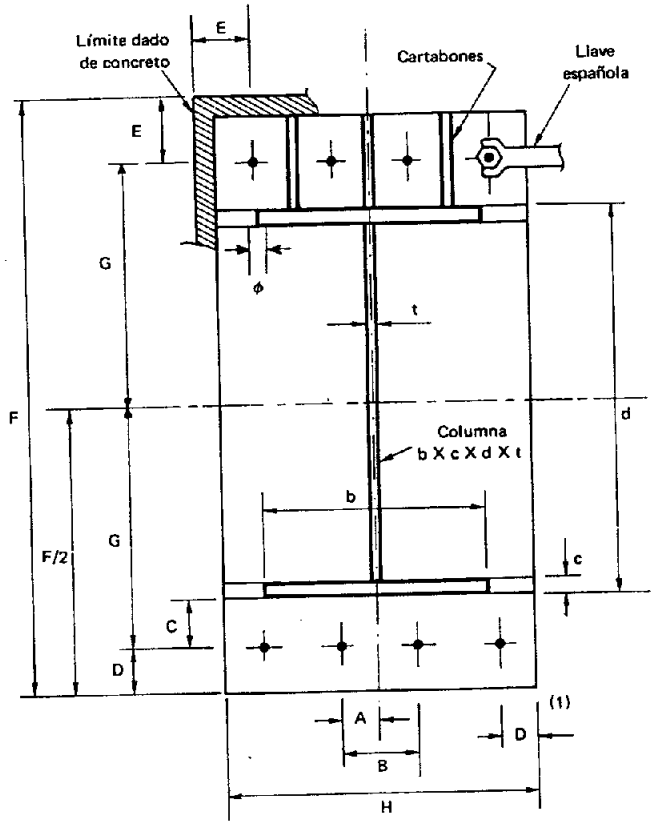
- Obtener los elementos mecánicos *P, V, M* en la base (4.2.2).
- Dimensionar la placa base, suponiendo número y diámetro de anclas por alojar, calculando sus propiedades *A* y *S*. (tabla 6.5.1 *a*).

**Tabla 6.5.1 *a*** Tabla de dimensiones mínimas para atornillar la base con llave española.

| Diám. ϕ pulg. | Sin cartabones | | Con cartabones | | Distancia | | Rec. ancla | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | Canto lamin. | Canto recort. | Sin camisa | Con camisa |
| | A | B | A | B | C | D | E | E |
| 1/2" | – | 45 | 35 | 70 | 23 | 22 | 50 | 125 |
| 5/8" | – | 54 | 39 | 78 | 29 | 29 | 50 | 125 |
| 3/4" | – | 67 | 42 | 84 | 32 | 32 | 75 | 125 |
| 7/8" | – | 77 | 48 | 96 | 42 | 38 | 75 | 125 |
| 1" | – | 83 | 54 | 108 | 48 | 44 | 75 | 125 |
| 1 1/8" | – | 86 | 58 | 116 | 48 | 51 | 75 | 150 |
| 1 1/4" | – | 99 | 64 | 128 | 51 | 57 | 75 | 150 |
| 1 3/8" | – | 112 | 70 | 140 | 58 | 62 | 75 | 150 |
| 1 1/2" | – | 124 | 74 | 148 | 64 | 67 | 75 | 150 |
| 1 3/4" | – | 145 | 85 | 170 | 80 | 78 | 100 | 175 |
| 2" | – | 165 | 97 | 194 | 92 | 89 | 100 | 175 |
| 2 1/4" | – | 186 | 109 | 218 | 103 | 101 | 100 | 200 |
| 2 1/2" | – | 207 | 121 | 242 | 115 | 112 | 100 | 200 |
| 3" | – | 248 | 145 | 290 | 138 | 134 | 100 | 200 |
| | | | | | | | | |



**Tabla 6.5.1.*a*** (continuación).




$B = 3.25\,\phi_{sin} \rightarrow 3.80\,\phi$ con cartabones
$A = 0.5\,B\,;\ C = 1.80\,\phi\,;\ D = 1.75\,\phi$

*Notas:*

1 Cuando el canto recortado sea un cartabón, entonces $D = B$.

2 Los agujeros serán $AGS = \phi + 1/16''$ para $\phi \leq 1\ 3/4''$, $AGS = \phi + 1/4''$ para $\phi \geq 2''$ y en placas base tipo sandwich (doble placa), los agujeros serán como lo indica el manual de detalles del AISC.

3 Para áreas a tensión y corte ver página 4-141 AISC.

- Calcular mediante escuadría, los esfuerzos máximo y mínimo de compresión en el concreto. AISC 1.5.5.

Segundo:

- Mediante equilibrio estático ($\Sigma F = 0$ y $\Sigma M = 0$), obtener los valores de las incógnitas $T$ y $kd$ (tensión y punto de inflexión), así como el momento de aplastamiento.

Tercero:

- Calcular el espesor de la placa por medio de la expresión $t = \sqrt{6M/F_b}$.
- Calcular el número y diámetro de anclas a tensión, y finalmente revisarlas a tensión y corte. AISC 1.6.3.

Cuarto:

- Dimensiones definitivas, diseño de cartabones y soldadura.

### 6.5.2 Diseño de placa base PB - 1

*Paso 1. Elementos mecánicos dimensiones y esfuerzos de compresión.*

$P = -47.97 - 9.82 = -57.79$ ton
$V_x = 8.33$ ton $V_y = 0.00$
$M_x = -63.82$ ton-m $M_y = 0.00$ t-m

Véanse las tablas 4.2.2.1 *a* y 4.2.2.3 *a*

- Sean 4 anclas de 1 1/2" $\phi$ y cartabones

$$G = \frac{d}{2} + C = \frac{838}{2} + 64 = 483 \text{ mm} \approx 485$$

$$F = 2G + 2D = 2 \times 485 + 2 \times 67 = 1104 \text{ mm} \approx 1110$$

$$H = 3B + 2D = 3 \times 148 + 2 \times 67$$

$$= 578 \text{ mm} \approx 580$$

$$A = FH = 111.00 \times 58.00 = 6438 \text{ cm}^2$$

$$S_x = \frac{HF^2}{6} = \frac{58 \times \overline{111.00}^2}{6}$$

$$= 119103 \text{ cm}^3$$

Resistencia del concreto a la compresión: $f'_c = 200$ kg/cm²

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{S_x} = \frac{57790}{6438} \pm \frac{6382000}{119103}$$

$f_1 = 62.56$ kg/cm²
$f_2 = -44.61$ kg/cm²



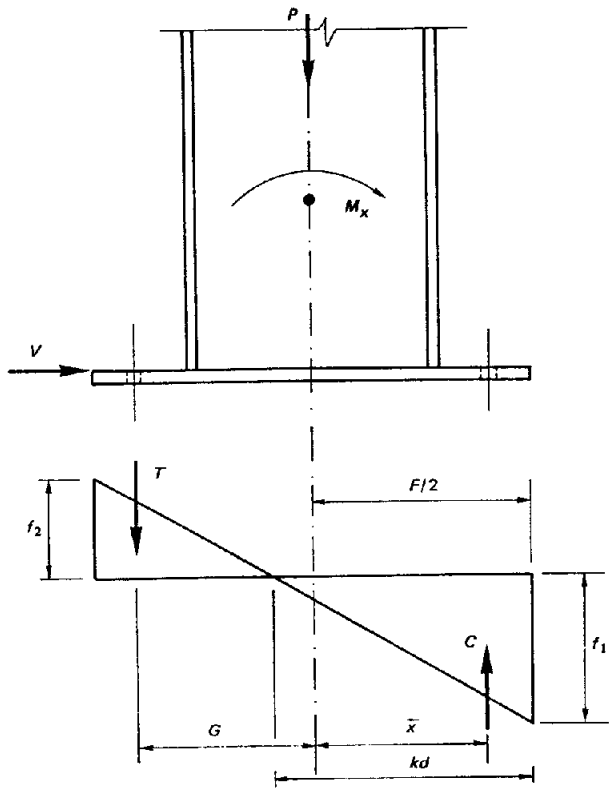



**Figura 6.5.1 *b*.**

$A_1$ = área de aplastamiento = $A = 6438.00$ cm²
$A_2$ = área de concreto (suponiendo anclas con camisa)
$= (2G + 2E)(3B + 2E)$
$= (2 \times 48.5 + 2 \times 15)(3 \times 14.8 + 2 \times 15) = 9448.80$ cm²

$$F_p = 0.35 f'_c \sqrt{A_2/A_1} = 0.35 \times 200 \sqrt{\frac{9448.8}{6438}} = 84.80 \text{ kg/cm}^2$$

¿$f_1 < F_p$ $62.56 < 84.80$? ¡Sí! ¡Ok!

*Paso 2. Análisis*

$\Sigma F_x = 0$
$V_A + V_R = 0$ ; $8.33 + V_R = 0$ ; $\therefore V_R = -8.33$ ton
$\Sigma F_y = 0$

$$T + P - C = 0$$

$$T + 57790 - \frac{1}{2}\,(62.56)\,(58)\,kd = 0$$

$$T + 57790 - 1814.24\,kd = 0 \qquad \text{(IV-1)}$$

$$\Sigma M = 0$$

$$T\,G + C\,\bar{x} - M_x = 0$$

$$48.5\,T + \frac{1}{2}\,(62.56)\,(58)\,kd\left[55.5 - \frac{1}{3}\,kd\right] - 6382000 = 0$$

$$48.5\,T + 100690.32\,kd - 604.75\,kd^2 - 6382000 = 0 \qquad \text{(IV-2)}$$

Dividiendo la ecuación (IV-2) entre – 48.5, obtenemos:

$$-T - 2076.09\,kd + 12.47\,kd^2 + 131587.63 = 0 \qquad \text{(IV-3)}$$

Sumando las ecuaciones (IV-1 y IV-3) se tiene:

$$12.47\,kd^2 - 3890.33\,kd + 189377.63 = 0 \qquad \text{(IV-4)}$$

Resolviendo se tiene:

$$kd = \frac{3890.33 \pm \sqrt{(-3890.33)^2 - 4\,(12.47)\,(189377.63)}}{2\,(12.47)}$$

$$kd = \frac{3890.33 \pm 2385.06}{24.94}$$

$$\left.\begin{array}{l} = 251.62 \\ > 111.00 \text{ ¡No!} \\ = 60.36 \\ < 111.00 \text{ ¡Ok!} \end{array}\right|$$

y de igual manera, sustituyendo $kd$ en (IV-4):

$$T = 51\,717.53 \text{ kg}$$

$$J = F/2 - d/2 + C/2 = 55.5 - 41.91 + 0.8 = 14.39 \text{ cm}$$

$$\frac{62.56}{60.36} = \frac{f_3}{45.97} \quad ; \quad f_3 = 47.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_4 = 62.56 - 47.65 = 14.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_p = f_3\,J \cdot \frac{J}{2} + \frac{1}{2}\,f_4\,J\left(\frac{2}{3}J\right) = \frac{f_3\,J^2}{2} + \frac{f_4\,J^2}{3}$$

$$M_p = \frac{47.65 \times \overline{14.39}^2}{2} + \frac{14.91 \times \overline{14.39}^2}{3} = 5962.64 \text{ kg-cm}$$



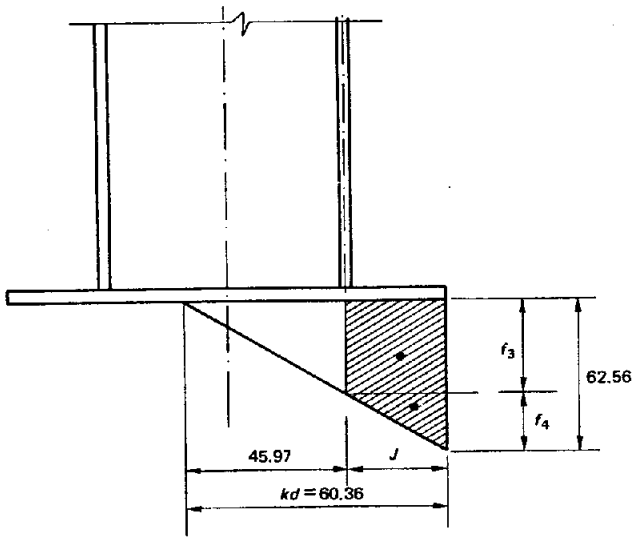



**Figura 6.5.1 c.**

*Paso 3. Diseño*

$$F_b = 0.75\,f_{y_{A\text{-}36}} \quad \text{AISC 1.10.10}$$

$$t = \sqrt{\frac{6\,M_p}{F_b}} = \sqrt{\frac{6 \times 5962.64}{0.75 \times 2530}} = 4.34 \text{ cm} > 3.81 \text{ Espec. 2.1.1.8.2.7}$$

reducir mediante cartabones

$$M_p = 0.5 \times \frac{62.56 \times \overline{13.1}^2}{2} = 2683.98 \text{ kg-cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \times 2683.98}{1897.5}} = 2.91 \text{ cm}$$

Sea ℄ 1 1/4" = 3.18 cm > 2.91 ¡Ok!

$$\text{No. anclas } 1\ 1/2''\ \phi = \frac{T}{A_{s\phi_T}\,F_T} = \frac{51717.53 \text{ kg}}{9.10 \text{ cm}^2 \times 1518 \text{ kg/cm}^2}$$

$$= 3.74; \text{ sean 4 anclas } 1\ 1/2''\ \phi$$

*Nota:* La zona más fatigada, es aquella que se muestra asciurada en la figura 6.5.1.*d* (doble cantiliver), y el momento puede calcularse con: $M_p = 0.5\,\dfrac{\omega l^2}{2}$

www.elsolucionario.org



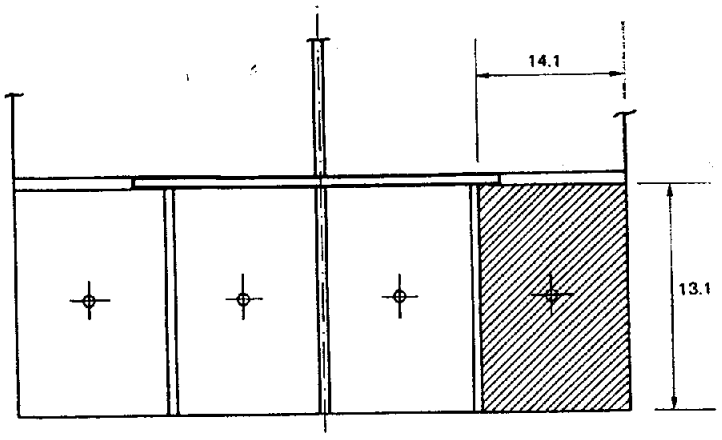



**Figura 6.5.1 *d*.**

- Revisión a tensión y corte

$$f_T = \frac{T}{A_{s_T}} = \frac{51717.53}{4 \times 9.10} = 1420.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = \frac{V}{A_{s_v}} = \frac{8330}{4 \times 8.32} = 250.30 < F_v = 10 \text{ ksi AISC tabla } 1.5.2.1$$
$$703.06 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{¡Ok!}$$

$$F_T = 1827.96 - 1.8 f_v$$
$$= 1827.96 - 1.8 \times 250.30$$
$$= 1377.42 \approx f_T = 1420.81 \text{ kg/cm}^2$$

- Interacción

$$\frac{f_T}{F_T} = \frac{1420.81}{1377.42} = 1.03 \approx 1.00 \quad \text{¡Ok!}$$

$$f_v = \frac{V - V_{FR}}{A_{sv}} = \frac{8330 - 4420}{4 \times 8.32} = 117.49 < 703.06 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{¡Ok!}$$

$$F_T = 1827.96 - 1.8 \times 117.49 = 1616.48 > 1420.81 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{¡Ok!}$$

*Nota:* Según la especificación 2.1.1 (10) *g*, el cortante $V$, se puede reducir por el cortante producido por las cargas verticales mínimas y el factor de fricción entre el concreto y el acero $\mu = 0.45$.

$$V_{FR} = \mu N = 0.45\ (9.82) = 4.42 \text{ ton}$$

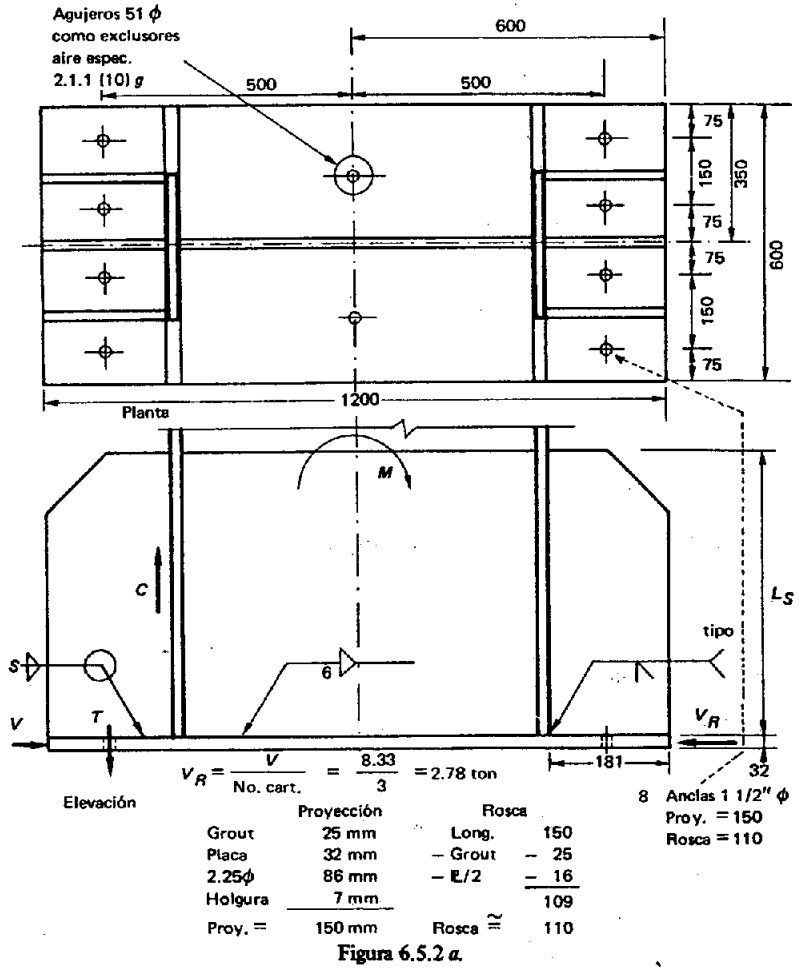


- Interacción

$$\frac{f_T}{F_T} = \frac{1420.81}{1616.48} = 0.879 < 1.00 \quad \text{¡Ok!}$$

*Paso 4. Dimensiones definitivas, cartabones y soldadura*

Como es obvio, las dimensiones propuestas 580 X 1110 no son muy prácticas, y por tal motivo deben cambiarse a unidades ligeramente adecuadas o en pulgadas, sin modificar el diseño realizado; se proponen las siguientes dimensiones de detalle:




| | Proyección | | Rosca | |
|---|---|---|---|---|
| Grout | 25 mm | Long. | | 150 |
| Placa | 32 mm | − Grout | − | 25 |
| 2.25ϕ | 86 mm | − ℄/2 | − | 16 |
| Holgura | 7 mm | | | 109 |
| Proy. = | 150 mm | Rosca ≅ | | 110 |

**Figura 6.5.2 *a*.**

- Cartabones y soldadura E-60 xx (taller)

$$C = \frac{T}{\text{No. cartab}} = \frac{51717.53}{3} = 17239.18 \text{ kg}$$

$$e = \frac{C}{F_b \text{ ancho}} = \frac{17239.18}{0.6 \times 2530 \times 18.1} = 0.63 \text{ cm}$$

sea ℙ 3/8 (10 mm) por especificación 2.1.1 (10) *b*

$$L_s = \frac{[C \text{ ó } V_R]_{\text{máx}}}{2 f_R} = \frac{17239.18}{2 \times 426.17} \text{ (tabla 5.1.8 } g) = 20.22 \text{ cm}$$

sea $L_s = 200$ mm y soldadura de $S = 3/16''$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{18.1 \times \overline{0.95}^3}{12\,(18.1 \times .95)}} = 0.27 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{\gamma} = \frac{2.10 \times 20}{0.27} = 155.56 < 200 \text{ ¡Ok!*}$$

| | | *Cartabones* | *Patín* | *Alma* | |
|---|---|---|---|---|---|
| | $I_{T\,\text{sold}}$ = | $6 \times 18.1$ + | $2 \times 70$ + | $2 \times 42$ | = 332.6 cm |
| Centroide | $\bar{x}$ = | $\dfrac{6 \times 18.1 \times \overline{50} + 2 \times 70 \times \overline{42} + 2 \times 42 \times \overline{21}}{332.6}$ | | | = 39.31 cm |
| Soldadura 1/4" | $M_R$ = | $f_R I \bar{x} = 568.23 \times 332.6 \times \overline{39.31}$ $> M$ (63.82 t-m) ¡Ok! | | | = 74.29 t-m |

### 6.5.3 Diseño placa base PB-2

*Paso 1. Ejem. mec., dimensionamiento y esfuerzos compresión*

$$P = -22.11 - 9.82 = -31.93 \text{ ton}$$

$V_x = 6.07$ ton $V_y = 0.00$
$M_x = 56.64$ t-m $M_y = 0.00$

*Sección*
838 X 406 IPC 142.5
838 X 10 X 406 X 13

- Sean 4 anclas de 1 1/2" $\phi$ y cartabones

$A = 75$
$B = 150$
$C = 181$
$D = 100$

Mismas dimensiones que para PB-1

* La soldadura en los patines por ser de tipo bisel y cuya resistencia es igual a la de la pieza no se revisa; la del alma, se indica según los requerimientos de la AWS (sea filete o bisel, ver AISC 1.17.2); sin embargo, si se quisiera soldar con soldadura de filete, se tendría:



$E = 150$
$F = 1200$
$G = 500$
$H = 600$
$J = 187$

Mismas dimensiones que para PB – 1

Area $= 60 \times 120 = 7200 \text{ cm}^2$

$$\text{Sección}^{\text{mod.}} = \frac{60 \times \overline{120}^2}{6} = 144000 \text{ cm}^3$$

$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$$f = \frac{31930}{7200} \pm \frac{5664000}{144000}$$

$f_1 = 43.77 \text{ kg/cm}^2 << F_p$ ¡Ok!
$f_2 = -34.90 \text{ kg/cm}^2$

*Paso 2. Análisis*

$$T + 31930 - \frac{1}{2}(43.77)(60)\,kd = 0$$

$$50\,T + \frac{1}{2}(43.77)(60)\,kd\left[60 - \frac{1}{3}\,kd\right] - 5664000 = 0$$

Resolviendo, se obtiene:

$kd = 61.86$ cm y $T = 49.30\,T$

$$f_3 = \frac{43.13 \times 43.77}{61.86} = 30.52 \text{ kg/cm}^2$$

$f_4 = 43.77 - 30.52 = 13.25 \text{ kg/cm}^2$

$$M_p = \overline{18.73}^2 \left(\frac{30.52}{2} + \frac{13.25}{3}\right) = 6902.83 \text{ kg-cm}$$

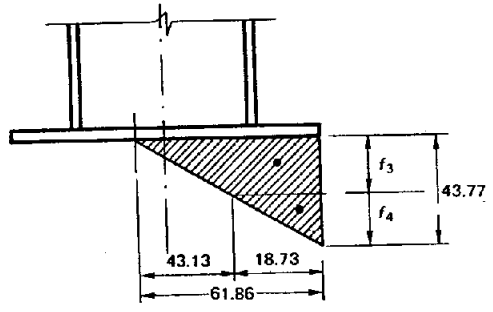



**Figura 6.5.3 *a***

*Paso 3. Diseño*

$$t = \sqrt{\frac{6 \times 6902.83}{0.75 \times 2530}} = 4.67 > 3.81 \text{ cm}$$ reducir mediante el empleo de cartabones

$$M_p = 0.5\frac{43.77 \times \overline{15}^2}{2} = 2462.06 \text{ kg-cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \times 2462.06}{0.75 \times 2530}} = 2.79 \text{ cm}$$

sea ℙ 1 1/4" = 3.18 > 2.79 cm

$$\text{No. } \phi \text{ 1 1/2"} = \frac{49300}{9.10 \times 1518} = 3.57 \times 4$$ por consecuencia, y al igual que la placa PB-1, serán 8 anclas 1 1/2" $\phi$ ; $p = 150$ y $r = 110$ mm

- Revisión de las anclas a cortensión (tensión y corte)

$$f_T = \frac{49300}{4 \times 9.10} = 1354.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = \frac{6070}{4 \times 8.32} = 182.39 < 703.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_T = 1827.96 - 1.8 \times 182.39 = 1499.66$$

- Interacción

$$\frac{f_T}{F_T} = \frac{1354.40}{1499.66} = 0.903 < 1.00 \text{ ¡Ok!}$$

*Paso 4. Dimensiones definitivas, cartabones y soldadura*

- Mismas dimensiones que la PB-1
- Cartabones

Supóngase que sólo se quisieran poner 2 cartabones, según el siguiente arreglo:

$$f_1 = 43.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_p \text{ zona } a = 0.5\frac{f_1 \text{ (lado corto)}^2}{2} = \frac{0.5 \times 43.77 \times \overline{15}^2}{2} = 2462.06 \text{ kg-cm}$$



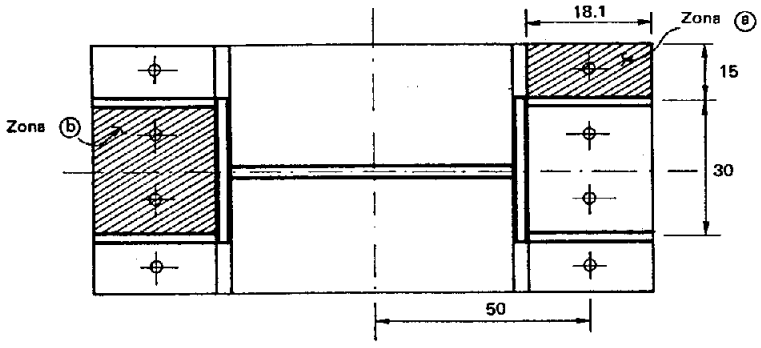



Figura 6.5.3 *b*.

$M_p$ zona ⓑ ver coeficiente tabla 6.5.3 *c*

$$\alpha = \frac{\text{lado mayor fijo}}{\text{lado libre}} = \frac{30}{30} = 1.00 \rightarrow K = 0.112 \text{ interpolando}$$

**Tabla 6.5.3 c** Tabla de valores $K$ para placas apoyadas en 3 lados.

| $M = Kf_1$ (lado libre)² si $\alpha = < 0.5 \rightarrow$ | $\alpha$ | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1.0 | 1.2 | 1.4 | 2 | >2 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $M = f_1 \frac{\text{(lado mayor fijo)}^2}{2}$ | $K$ | 0.06 | 0.074 | 0.088 | 0.097 | 0.107 | 0.112 | 0.12 | 0.126 | 0.132 | 0.133 |

$$M_p \text{ zona ⓑ} = 0.112 \times 43.77 \times \overline{30}^2 = 4412.02 \text{ kg-cm} > 2462.06 \text{ kg-cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \times 4412.02}{1897.50}} = 3.74$$

sea ℙ 1 1/2"

- Cartabones y soldadura E-60 xx (taller)

$$C = \frac{49300}{2} = 24650.00 \text{ kg}$$

$$e = \frac{24650}{1518 \times 18.1} = 0.90$$

sea ℙ 3/8" (0.95 > 0.90 cm) ¡Ok!

$$L_s \text{ 1/4"} = \frac{24650}{2 \times 568.23} = 21.70$$

www.elsolucionario.org



sea cartabón 181 X 220

$$r = \sqrt{\frac{0.95^2}{12}} = 0.27 \quad \frac{KL}{r} = \frac{2.10 \times 22}{0.27} = 171.11 < 200 \text{ ¡Ok!}$$

- Comparación de materiales en peso

| | |
|---|---|
| PL 600 X 1200 X 1 1/4" y 6 cartabones de 181 X 200 X 10 | $P = rV = 7850 \text{ kg/m}^3 (0.6 \times 1.20 \times 0.032 + 6 \times 0.181 \times 0.20 \times 0.0095) = 197.06 \text{ kg}$ |
| PL 600 X 1200 X 1 1/2" y 4 cartabones de 181 X 220 X 10 | $P = 7850 (0.6 \times 1.2 \times 0.038 + 4 \times 0.181 \times 0.22 \times 0.0095) = 226.65 \text{ kg}$ |

*Conclusión:*

La placa atiesada con 6 cartabones es adecuada.*

### 6.5.4 Placa base PB-3

*Paso 1. Elementos mecánicos dimensionamiento y esfuerzos de compresión.*

$P_x = -8.20 - 22.49 = -30.69$

| | | Sección |
|---|---|---|
| $V_x = -5.56$ | $V_y = 0.00$ | 610 X 305 IPC 97.6 |
| $M_x = -19.15$ | $M_y = 0.00$ | 610 X 8 X 305 X 13 |

- Dimensionamiento

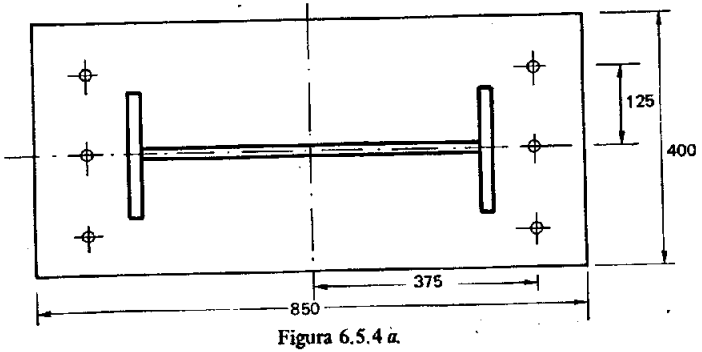



Figura 6.5.4 *a.*

* Para otros valores de $K$ en otras condiciones de apoyo (complementarias a la tabla 6.5.3 *c*), véase Plates and Shells, de Timoshenko.



- Esfuerzos

$f_1 = 48.78 \text{ kg/cm}^2$

*Paso 2. Análisis*

$V_R = 5.56$ ton
$kd = 49.49$ cm
$T = 17.59$ ton
$f_3 = 36.30 \text{ kg/cm}^2$
$f_4 = 12.48 \text{ kg/cm}^2$
$M_p = 3575.75$ kg-cm

*Paso 3. Diseño*

- Espesor

$t = 3.36$

sea PL 1 1/4" (32 mm)

- No. de anclas

6 anclas de 1" $\phi$

$f_T = 1499.57 \text{ kg/cm}^2$

$f_v = 0.00$ ($V = 5.56$ ton, es resistido prácticamente por la fricción)

$F_T = 1827.96 \text{ kg/cm}^2$

Interacción $= 0.820 < 1.00$ ¡Ok!

- No requiere cartabones; soldadura S = 1/8" E-60 xx alrededor

# 7 Diseño de sistemas complementarios

*Se describe el diseño de los sistemas que complementan la obra civil de la estructura piloto, a saber: cubierta, trabe-carril, monorriel, escaleras.*

## 7.1 CUBIERTA

### 7.1.1 Techo

*1. TIPOS DE TECHOS* (ver tabla 2.3.3*a*)

Existen principalmente 3 (tres) tipos comúnmente usados como cubierta para edificios industriales: concreto, lámina metálica y lámina de asbesto.

- Techos de concreto. Se utilizan principalmente en edificios de concreto y cubiertas sensiblemente planas ($S \leqslant 1.5\%$); cuando se utilizan sobre vigas y trabes de acero, la fijación se hace por medio de conectores de corte.
- Techos metálicos. Se usan fundamentalmente en edificios de acero, donde las condiciones climatológicas son extremas ($\Delta > 35°$); requieren pendientes del tipo intermedio ($5\% < S < 20\%$) y permiten intercalar láminas translúcidas para una mejor iluminación.
- Techos de asbesto. Generalmente se emplean en edificios de acero, en condiciones climatológicas bajas ($\Delta \leqslant 35°$), las pendientes son recomendadas por el fabricante ($S_{mín} = 5\%$).

*2. DISEÑO DE LOS TECHOS*

Con excepción de los techos de concreto, los fabricantes recomiendan el calibre o espesor y la separación de los soportes, en función de las cargas de diseño; lo anterior significa abreviar tiempo en el diseño, y utilizando la máxima separación permitida de soportes, nos resulta una cubierta más económica.

*3. DISEÑO DEL TECHO DE LA ESTRUCTURA EJEMPLO*

- Información del proveedor: Asbestos de México
- Tipo de lámina: Asbestolit 7
- Dimensiones aproximadas: 3050 X 1164 X 6.5 mm
- Distancia entre soportes: 1450 mm
- Carga viva resistente: 150 kg/m$^2$ > 60 kg/m$^2$
- Carga concentrada resistente: 100 kg > 75 kg ¡ok!

### 7.1.2 Contraflambeos

*1. USOS*

Los contraflambeos (en cubierta) al igual que los tensores (en fachadas) son necesarios para resistir la tensión producida por la lámina, rigidizando la cubierta y para dar soporte al patín de compresión de los largueros, disminuyendo de esta manera su longitud de pandeo.

www.elsolucionario.org



2. *DISEÑO*

Cond. carga ① $\omega_{viento} = \uparrow 27.32 \text{ kg/cm}^2 \times 1.75 = 47.81 \text{ kg/m}^2$
Cond. carga ② $\omega_{lám\ y\ C.F.} = \downarrow (14.45 + 0.20)/\cos\alpha = 14.81 \text{ kg/m}^2$
Cond. carga ③ $\omega_{C.\ viva} = \downarrow 60.00 = 60.00 \text{ kg/m}^2$

Comb. carga ① + ② $= -47.81 + 14.81 = -33.00 \text{ kg/m}^2$
Comb. carga ② + ③ $= 14.81 + 60.00 = 74.81 \text{ kg/m}^2$ Rige

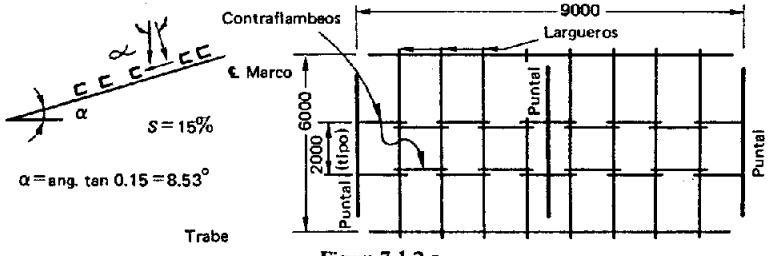



Figura 7.1.2.*a*

$W_T = \omega \text{ sen } \alpha$
$= 74.81 \text{ kg/m}^2 \times 0.148 = 11.10 \text{ kg/m}^2$
$T = WA = 11.10 \text{ kg/m}^2 \times 9.00 \times 2.00 = 199.80 \text{ kg}$

$$A\phi = \frac{T}{F_T} = \frac{199.80}{0.6 \times 2530} = 0.13 \text{ cm}^2$$

Sea $\phi^5/_{16}''$ espec 2.1.1.(10)*j*
$A = 0.49 >> 0.13 \text{ cm}^2$ ¡ok!

### 7.1.3 Tensores

1. *USOS* (ver inciso 7.1.2.(1))

2. *DISEÑO*

$T = (\omega_{Lám\ y\ tens.} + \omega_{viva\ red})A$
$= (14.81 + 20.00)\ 2.00 \times 14.0$
$= 974.68 \text{ kg}$

$$A\phi = \frac{974.68}{1518} = 0.64 \text{ cm}^2$$

Sea $\phi^3/_8'' \ A\phi = 0.71 > 0.64 \text{ cm}^2$

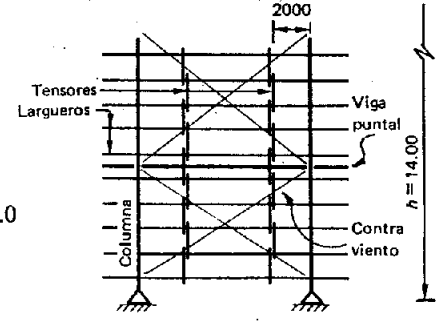



Figura 7.1.3.*a*



### 7.1.4 Largueros

1. *TIPOS Y USOS*

- Existen fundamentalmente 3 tipos de largueros: perfiles laminados, IPC, CPS, IPR, perfiles laminados formados en frío, llamados comúnmente MON-TEN y armaduras (ver figura 7.1.4*a*).

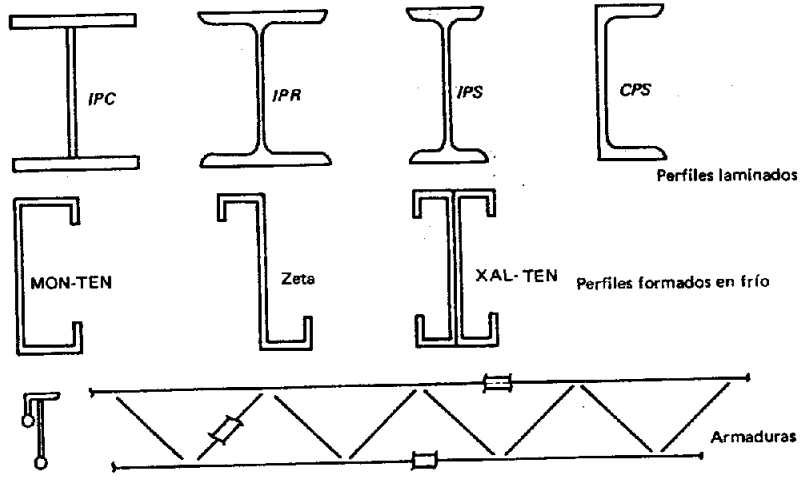



Figura 7.1.4.*a* Diferentes tipos de secciones usadas como largueros.

2. *DISEÑO DE LARGUEROS*

*a*) *Largueros de cubierta*

Cargas en la cubierta (gravitacionales y/o viento)

$W_M$ = Lám. + larg. $= 14.45 + 3.22 = 17.67 \text{ kg/m}^2$
$W_{viva} = 60.00 \text{ kg/m}^2$
Rige $\rightarrow 77.67 \text{ kg/m}^2$

$W_{viento} = 27.32C = 27.32 \times 1.75$ (succión) $= 47.86 \text{ kg/m}^2$
$\omega_x = (W_{M+V})a \cos\alpha = 77.67 \times 1.45 \cos 8.531° = 134.42 \text{ kg/m}$

$$M_x = \frac{\omega_x L^2}{8} = \frac{134.42 \times \overline{6.00}^2}{8} = 604.89 \text{ kg} - \text{m}$$

Rige
$M_x$ carga conc.$= \frac{PL}{4} = \frac{100 \times 6}{4} = 150.00 \text{ kg} - \text{m}$

$$F_b = 0.6\,F_y$$
$$= 0.6 \times 3515 = 2100 \text{ kg/cm}^2 \qquad (1)$$

$$\frac{f_b}{F_b} = \frac{\frac{M_x}{S_x}}{F_b} = \frac{\frac{60489}{35.15}}{2100} = 0.819 < 1.00 \text{ ¡ok!}$$

$$V = \frac{\omega L}{2} = \frac{134.42 \times 6}{2} = 403.26 \text{ kg}$$

$$f_v = \frac{V}{ht} = \frac{403.26}{15.24 \times .27} = 98.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = \frac{4500000}{(h/t)^2} = \frac{450000}{(15.24/0.27)^2}$$
$$= 1412.44 \text{ kg/cm}^2 >> 98.00 \text{ kg/cm}^2$$

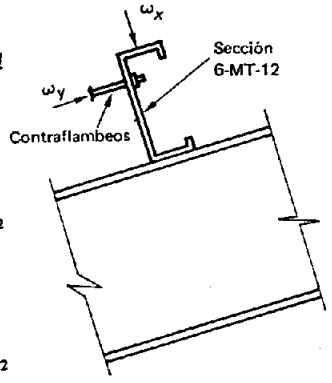



**Figura 7.1.4.*b***

Deflexiones

$$\Delta_{perm} = \frac{L}{180} = \frac{600}{180} \text{ (Espec. 2.1.1.8.2.3)} = 3.33 \text{ cm}$$

$$\omega = (W_{muerta} + W_{viva\ red.})\, a \cos\alpha$$
$$= (17.67 + 20)\, 1.45 \cos 8.531 = 54.02 \text{ kg/m}$$

$$A_{máx} = \frac{5\omega L^4}{384EI} = \frac{5 \times 0.54\ (600)^4}{384 \times 2100\,000 \times 267.85} = 1.62 < 3.33 \text{ ¡ok!}$$

$$d_{mín} = \frac{L}{35} = \frac{600}{35} = 17.4 \approx 15.24 \text{ cm} \qquad \text{Espec. 2.1.1.8.2.10}$$

¡El perfil 6MT12 es adecuado!

*b) Largueros de fachadas*

$$\omega = W_{viento} = 27.32 Ca = 27.32 \times 0.75 \text{ presión} \times 1.45 = 29.71 \text{ kg/m}$$
$$< 134.42 \text{ kg/m}$$

(1) La carga en la dirección de inercia menor ($w_r$), es absorbida por los contraflambeos y debido a que el diseño de secciones mon-ten no está dentro del alcance de este texto, se hará un diseño muy somero.



Esta carga es menor que la de diseño para largueros de cubiertas, y de igual manera la carga $W_y$, es soportada por los tensores, de tal manera que el perfil 6-MT-12 también es adecuado.

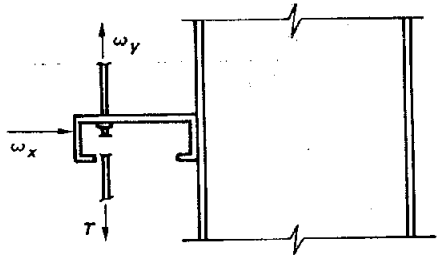



**Figura 7.1.4.*c***

*c) Larguero soporte de fachada*

- Introducción. Los contraflambeos de cubierta no requieren de un elemento que los soporte, puesto que su simetría a dos aguas, permite el autoequilibrio; sin embargo los tensores de fachada necesitan un elemento que los sostenga. Este elemento se conoce comúnmente como larguero soporte o puntal de alero, y está formado por una sección simple o compuesta, que soporta en una dirección el peso de la lámina y en la otra la carga de viento.

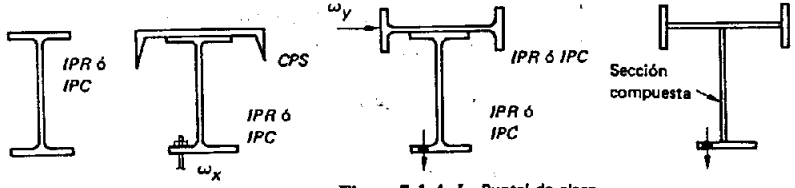



**Figura 7.1.4.*d*** Puntal de alero

- Cargas verticales

| | | |
|---|---|---|
| – Lámina | 14.45 kg/m² × 2.00 m × 14.00 m | = 404.60 kg |
| – Largueros | 6.16 kg/m × 2.00 × 10 piezas | = 123.20 kg |
| – Tensores | 0.56 kg/m × 14.00 m | = 7.84 kg |
| – Peso puntal | 30 kg/m × 2.00 m (supuesto) | = 60.00 kg |
| – Carga viva | | = 20.00 kg |
| | P | = 615.64 kg |

$$M_x = P\ell = 0.62 \times 2 = 1.24 \text{ ton-m}$$

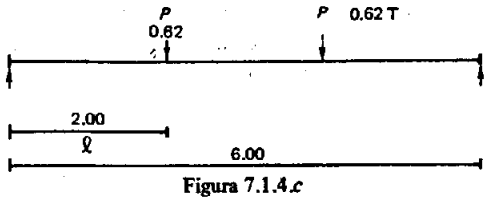



**Figura 7.1.4.*c***

- Cargas horizontales (viento)

$$\omega_y = W_{viento}\,a = 27.32 \times 0.75 \text{ presión} \times 1.45 = 29.71 \text{ kg/m}$$

$$M_y = \frac{\omega_y L^2}{8} = \frac{29.71 \times \overline{6.00}^2}{8} = 133.70 \text{ kg-m}$$

- Sección propuesta

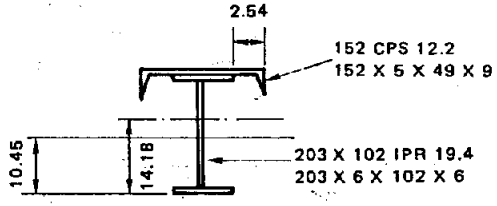



**Figura 7.1.4.*f***

$$A_T = 24.71 + 15.42 = 40.13 \text{ cm}^2$$

$$\bar{y} = \frac{24.71 \times 10.16 + 15.42 \times 20.61}{24.71 + 15.42} = 14.18 \text{ cm}$$

$$I_x = 1644 + 29.14 + 24.71 \times \overline{3.73}^2 + 15.42 \times \overline{6.43}^2 = 2654.47 \text{ cm}^4$$

$$S_{xs} = \frac{I_x}{d - \bar{y}} = \frac{2654.47}{(20.90 - 14.18)} = 395.01 \text{ cm}^3$$

$$S_{xi} = \frac{I_x}{\bar{y}} = \frac{2654.47}{14.18} = 187.20 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 21 + 82.5 = S_{y\,IPR} + S_{x\,CPS} = 103.50 \text{ cm}^3$$



Revisión (tabla 5.1.3.*b*)

$$\frac{b}{2c} = \frac{10.16}{(.51 + .65)2} = 4.38 < 10.83$$

$$\frac{b}{c} = \frac{2.54}{0.51} = 4.98 < 10.83$$

$$\frac{h}{t} = \frac{20.83}{0.58} = 35.91 < 106.67$$

$$Lb_x = 12.67 \times 15.24 = 193.09 < 200$$

$$Fb_x = \frac{843\,672 \times 15.24 \times 0.51}{20.83 \times 200} = 1574.02 \rightarrow Fb_x = 1518.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fb_x = 0.75 \times F_y = 0.75 \times 2530 = 1897.50 \text{ kg/m}^2$$

$$\frac{fb_x}{Fb_x} + \frac{fb_y}{Fb_y} = \frac{\frac{1240\,00}{187.20}}{1518} + \frac{\frac{133\,70}{103.50}}{1897.50} = 0.50 \ll 1.00$$

Debido a que la sección compuesta está muy sobrada, probemos exclusivamente con la sección 203 X 102 IPR 19.4.

$$\frac{\frac{1240\,00}{162}}{1370.97} + \frac{\frac{133\,70}{21}}{1897.50} = 0.894 < 1.00$$

La sección 203 X 102 IPR 19.4 es aceptable.

## 3. *CONEXIONES DE CUBIERTAS*

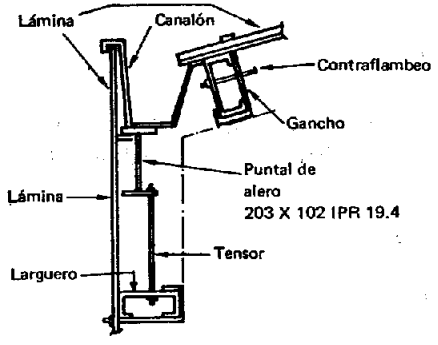



**Figura 7.1.4.*g*** Conexiones de cubiertas.

www.elsolucionario.org



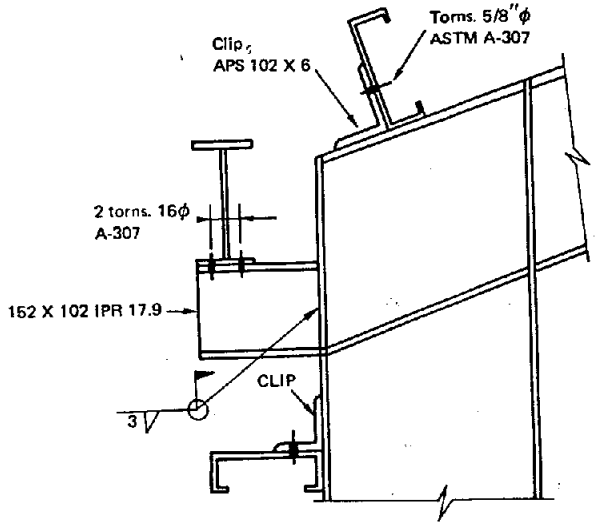



**Figura 7.1.4.*h*** Conexiones de largueros.

- Conexión de lámina, tensores, contraflambeos y largueros normalmente son detalles estándar (Espec. 2.1.1 (10) *a*)
- Conexión del puntal; especificación 2 torns. $^3/_4"\phi\, A - 325x$
- Conexión del clip

  – Se propone el perfil 152 X 102 IPR 17.9

  – $V_T = W_{\text{lám + larg + tens + puntal + C.V.}}$
  $= (14.45 + 3.22 + 0.2)\, 6.00 \times 14.00 + 19.4 \times 6 + 20 \times 6 \times 14$
  $= 3297.48$ kg

  – Soldadura $E\text{-}60_{xx}$ sea $e = {}^1/_8"$

$$\ell = \frac{V}{2 f_R} = \frac{3297.48}{2 \times 284.11} = 5.80 \text{ cm}$$

Para longitudes mínimas, ver AISC secciones 1.17.4 y 1.15.5
Aunque está muy sobrado se pondrá soldadura de 3 mm alrededor.

## 7.2 TRABES CARRIL

### 7.2.1 Introducción

Se define como trabes carril, a aquellos elementos estructurales que soportan los rieles donde se transporta longitudinalmente la grúa viajera.



Su diseño está basado en la obtención de los esfuerzos de compresión por flexión biaxial, derivados del movimiento longitudinal de la grúa y una carga lateral producida por el movimiento transversal de la misma.

Debido al requerimiento antes mencionado, la sección de la trabe carril puede ser compuesta y asimétrica.

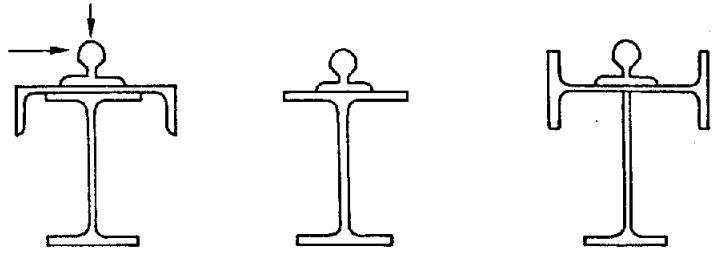


**Figura 7.2.1.*a*** Secciones de trabes carril.

El diseño preliminar debe estar basado en manuales estándares de grúas (Whiting Crane Handbook), especificaciones y requerimientos de grúas de provecdores (Campos Hnos. S.A., Consorcio Industrial S.A., etc.). El diseño definitivo deberá hacerse con los planos certificados del fabricante de la grúa.

La capacidad, altura y dimensiones de la grúa, son datos del proyecto o del cliente, para las necesidades específicas de maniobras por reparación, mantenimiento y producción del proceso.

### 7.2.2 Diseño de la trabe carril (figura 2.4.1*a*)

*Paso 1. Elementos mecánicos, dimensiones y cálculos previos*

- Cargas

  $W$ capacidad de la grúa = 20 000 kg
  $W_T$ peso del Trolley = 7350 kg
  $P$ carga máxima por rueda = 19 750 kg
  $S$ separación entre ruedas = 290 cm
  $n$ número de ruedas = 2

- Dimensiones propuestas de la sección

  $L$ Longitud = 600.00 cm
  $b_1$ ancho del patín superior = 40.64 cm
  $C_1$ espesor del patín superior = 1.59 cm

$h$ peralte del alma = 60.96 cm
$t$ espesor del alma = 0.79 cm
$b_2$ ancho del patín inferior = 25.40 cm
$C_2$ espesor del patín inferior = 1.59cm
$f_y$ límite de fluencia del acero = 2530. kg/cm²
$E$ módulo de elasticidad del acero = 2 100 000. kg/cm²

- Propiedades

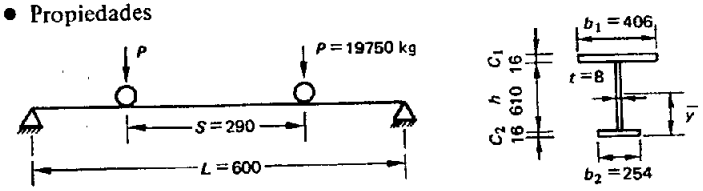



Figura 7.2.2.*a* Sección trabe carril.

$$d = C_1 + h + C_2 = 1.59 + 60.96 + 1.59 = 64.14 > L/12 \quad (\frac{600}{12} = 50)$$

$$A = b_1C_1 + ht + b_2C_2$$
$$= 40.64 \times 1.59 + 60.96 \times 0.79 + 25.4 \times 1.59 = 153.16 \text{ cm}^2$$

$$\omega = A\gamma = 153.16 \times 0.7854 \text{ (peso propio trabe)} = 120.29 \text{ kg/m}$$

$$y = \frac{b_1C_1\,(C_2 + h + C_1/2) + ht\,(C_2 + h/2) + b_2C_2\,(C_2/2)}{A}$$

$$= \frac{40.64 \times 1.59\,(63.345) + 60.96 \times .79\,(32.07) + 25.4 \times 1.59 \times .795}{153.16}$$

$$= 37.02 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{b_1C_1^3}{12} + \frac{b_2C_2^3}{12} + \frac{th^3}{12} + b_1C_1\,(d - \bar{y} - C_1/2)^2 +$$
$$+ b_2C_2\,(\bar{y} - C_2/2)^2 + ht\,(\bar{y} - h/2)^2$$
$$= \frac{40.64\,(1.59)^3}{12} + \frac{25.4\,(1.59)^3}{12} + \frac{0.79\,(60.96)^3}{12} +$$
$$+ 40.64 \times 1.59\,(64.14 - 37.02 - \frac{1.59}{2})^2$$
$$+ 25.4 \times 1.59\,(37.02 - \frac{1.59}{12})^2 + 0.79 \times 60.96 \times$$
$$\times (37.02 - \frac{60.96}{2})^2 = 113\,892.57 \text{ cm}^4$$



$$S_{xc} = \frac{I_x}{(d - \bar{y})} = \frac{113\,892.57}{(64.14 - 37.02)} \text{ patín superior a compresión =}$$
$$= 4199.27 \text{ cm}^3$$

$$S_{xT} = \frac{I_x}{\bar{y}} = \frac{113\,892.57}{37.02} \text{ patín inferior a tensión} = 3076.51 \text{ cm}^3$$

$$S_{yc} = \frac{C_1b_1^2}{6} = \frac{1.59 \times \overline{40.64}^2}{6} \text{ patín superior solamente –}$$
$$= 436.99 \text{ cm}^3$$

$$r_b = \sqrt{\frac{\frac{C_1b_1^3}{12} + \frac{1}{3}(d - \bar{y} - C_1)\frac{t^3}{12}}{C_1b_1 + \frac{1}{3}(d - \bar{y} - C_1)t}} =$$

$$= \sqrt{\frac{\frac{1.59 \times \overline{40.64}^3}{12} + \frac{1}{3}(64.14 - 37.02 - 1.59)\frac{\overline{0.79}^3}{12}}{1.59 \times 40.64 + \frac{1}{3}(64.14 - 37.02 - 1.59)\,0.79}}$$

Area del patín a compresión + $^1/_3$ del área del alma = 11.17 cm

*Paso 2. Esfuerzos extremos (f)*

¿ $\frac{S}{L} = \frac{2.9}{6.0} = 0.483 < 0.586$? ¡sí!

$P_v = 1.25\,P = 1.25 \times 19\,750 = 24687.50$ kg

$$M_x = \frac{P_v}{8L}(2L - S)^2 + \frac{\omega L^2}{8} = \frac{24687.5}{8 \times 600}\,(2 \times 600 - 290)^2 +$$
$$+ \frac{1.2 \times \overline{600}^2}{8} = 4313108.07 \text{ kg-cm}$$

$$P_y = \frac{0.10}{n}\,(W + W_T) = \frac{0.10}{2}\,(20\,000 + 7350) = 1367.5 \text{ kg}$$

$$M_y = \frac{P_y}{8L}(2L - S)^2 = \frac{1367.5}{8 \times 600}\,(2 \times 600 - 290)^2 = 2\,35922.24 \text{ kg-cm}$$

$$f_{bxc} = \frac{M_x}{S_{xc}} = \frac{4313108.07}{4199.27} = 1027.11 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{byc} = \frac{M_y}{S_{yc}} = \frac{2\,35922.24}{436.99} = 539.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bxt} = \frac{M_x}{S_{xt}} = \frac{43\,131\,08.07}{3076.51} = 1401.95 \text{ kg/cm}^2$$

*Paso 3. Esfuerzos internos (F)*

$$\frac{b_1}{2C_1} = \frac{40.64}{2 \times 1.59} = 12.78 < 15.83, Q_A \times 1.00$$

$$\frac{d}{t} = \frac{64.14}{0.79} = 81.19 < 322.03; Q_A = 1.00$$

$$F_{bx_1} = \frac{843\,672\, b_1 C_1}{Ld} = \frac{843672 \times 40.64 \times 1.59}{600 \times 64.14} = 1416.74 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{L}{\gamma_b} = \frac{600}{11.17} = 53.72 > 53.23 < 119.02$$

$$F_{bx_2} = F_y Q_s Q_A \left[\frac{2}{3} - \frac{(L/\gamma_b)^2}{42531.31}\right] = 2530\left[\frac{2}{3} - \frac{\overline{53.72}^2}{42531.31}\right] =$$

$$= 1515.00 \text{ kg/cm}^2$$

Rige

$$F_{bx} = 1515.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{by} = 0.6\, F_y Q_s = 0.6 \times 2530.00 \times 1.00 = 1518.00 \text{ kg/cm}^2$$

*Paso 4. Interacción ($f/F \leqslant 1.00$)*

$$\frac{f_{bxc}}{F_{bx}} + \frac{f_{byC}}{F_{by}} = \frac{1027.11}{1515.00} + \frac{539.88}{1518.00} = 1.034 \approx 1.00 \text{ ¡ok!}$$

$$\frac{f_{bxT}}{F_{bx}} = \frac{1401.95}{1515.00} = 0.925 \approx 1.00 \text{ ¡ok!}$$



*Paso 5. Revisiones*

1. Cortante

$$V = \frac{P_v}{L}(2L - S) + \frac{\omega L}{2} = \frac{24\,687.5}{600}(2 \times 600 - 290) + \frac{1.2 \times 600}{2} =$$

$$= 37\,802.71 \text{ kg}$$

$$f_v = \frac{V}{dt} = \frac{37\,802.71}{64.14 \times 0.79} = 746.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{a}{h} = \frac{600}{64.14} = 9.35 > 1.00 \; (a = L \text{ Dist. sin atiesadores}) \text{ véase AISC 1.10.5.2}$$

$$k = 5.34 + \frac{4}{(a/h)^2} = 5.34 + \frac{4}{(9.35)^2} = 5.39$$

$$C_v = \frac{190}{(h/t)}\sqrt{\frac{20.278\text{ k}}{F_y}} = \frac{190}{(64.14/0.79)}\sqrt{\frac{20.278 \times 5.39}{2530}} = 0.9055$$

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} C_v = \frac{2530}{2.89} \times 0.9055 = 792.70 < 0.40\, F_y \text{ ¡0k!}$$

con $(a/h) = 9.35$ y $(h/t) = 81.19$ $F_v = 790.61$ AISC tabla 10.36

- Interacción

$$f_v/F_v = \frac{746.05}{792.70} = 0.941 < 1.00 \text{ ¡ok!}$$

- La trabe no requiere atiesadores.

2. Aplastamiento del alma (ver AISC 1.10.10)

- Cargas interiores (riel 60# ASCE)

$$\frac{R = V}{t(N + 2k)} = \frac{37\,802.71}{0.79\,[2(10.8 + 64.14)\,\text{sen}\,45^\circ + 2 \times 2.23]} =$$

$$= 433.28 \text{ kg/cm}^2$$
$$< 0.75\, F_y \text{ ¡ok!}$$
$$(1897.50 \text{ ¡ok!})$$

www.elsolucionario.org



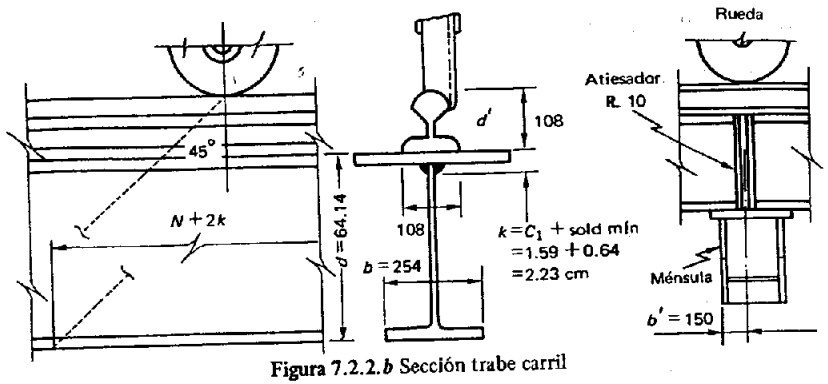



**Figura 7.2.2.*b*** Sección trabe carril

- Cargas extremas

  – Colocando una placa atiesadora de $^3/_8$", en los extremos, el ancho efectivo será

$$b_e = b' + b + k = 15 + 25.4 + 2.23 = 42.63 \text{ cm}$$

$$\frac{V}{t\,b_e} = \frac{37802.71}{0.79 \times 42.63} = 1122.48 < 1897.50 \text{ kg/cm}^2 *$$

3. Deflexión vertical (flecha)

$$\Delta_{perm} = \frac{L}{750} = \frac{600}{750} = 0.80 \text{ cm}$$

Ver especificación 2.1.1.(10) *c*

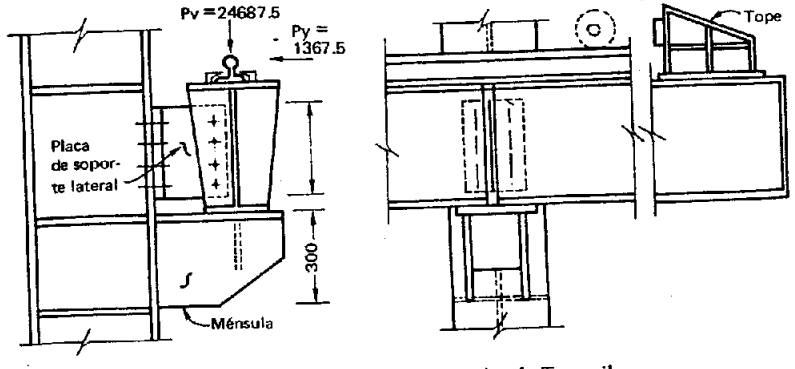
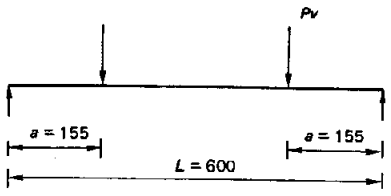



**Figura 7.2.2.*c*** Detalle conexión ménsula T. carril.

* En el presente diseño, se consideran despreciables los efectos por cargas longitudinales de frenaje, así como los debidos al peso propio del riel.



$P_v$ = 24607.5 kg
$a$ = 155 cm
$E$ = 2 100 000 kg/cm²
$I_x$ = 113 892.57 cm³
$L$ = 600 cm




$$\Delta_{máx} = \frac{P_v a}{24\,EI}(3L^2 - 4a^2)$$

$$= \frac{24687.5 \times 155}{24 \times 2100000 \times 113\,892.57}(3 \times \overline{600}^{\,2} - 4 \times \overline{155}^{\,2}) = 0.656 \text{ cm}$$

*Conclusiones:*

La sección de la trabe carril (406 X 16 X 610 X 8 X 254 X 16) es adecuada

### 7.2.3 Conexión de la trabe carril (figura 7.2.2*c*)

*1. PLACA DE SOPORTE LATERAL Y TORNS.*

$P_y$ (diseño) = 1367.50 kg

$$P_y \text{ (espec. 2.1.1.8.2.6)} = 15\%\frac{M}{d} = 15\%\frac{F_b S_{xc}}{d}$$

$$= 0.15 \times \frac{1518 \times 4199.27}{64.14} = 14907.60 \text{ kg}$$

Rige

– Tornillos $\phi\,^3/_4$" ASTM A-325X

$$\text{No. torns} = \frac{P_y}{2A\phi F_v} = \frac{14907.60}{2 \times 2.85 \times 2109.18} = 1.24 \text{ torns. Sean 4 torns } ^3/_4"\phi \text{ A-325X}$$

– Long. de la placa $\ell = 3 \times 60 + 2 \times 32 = 244$ sea $\ell = 250$ mm
– espesor de la placa

$$t = \frac{P_y}{F_v\,\ell} = \frac{14907.60}{1012 \times 25} = 0.59 \text{ cm sea } t = ^3/_8 \text{" (10 mm)}$$

2. Ménsula

– Suponiendo $\ell = 30$ cm

$$T = \frac{P_v}{F_v\,\ell} = \frac{24687.5}{1012 \times 30} = 0.81 \text{ a sen } T = {}^3/_8'' \text{ (10 mm)}$$

– Soldadura $E\text{-}60_{xx}$ $e = {}^3/_{16}''$

$$\ell = \frac{P_v}{2\,f_R} = \frac{24687.5}{2 \times 426.17} = 28.96 < 30 \text{ cm ¡ok!}$$

3. Tope

$$F_H = 10\%\ P_n = 0.10 \times 19\,750 \times 2 \text{ AISC } 1.3.4 = 3950.00 \text{ kg}$$

$$F_H = \text{ma} = \frac{W}{g}\,a = \frac{2 \times 19\,750 \text{ kg}}{9.81 \text{ m/seg}^2} \times 5.4 \frac{\text{m}}{\text{seg}^2} = 21\,743.12 \text{ kg} \quad \text{¡Rige!}$$

$$\textit{No torns } {}^3/_4''\phi \text{ A-325X} = \frac{F_H}{A\phi F_v} = \frac{21\,743.12}{2.85 \times 2109.18} = 3.62 \text{ torns. sean 8torns.}$$

## 7.3 MONORRIEL

### 7.3.1 Diseño

*Paso 1. Elementos mecánicos y sección preliminar*

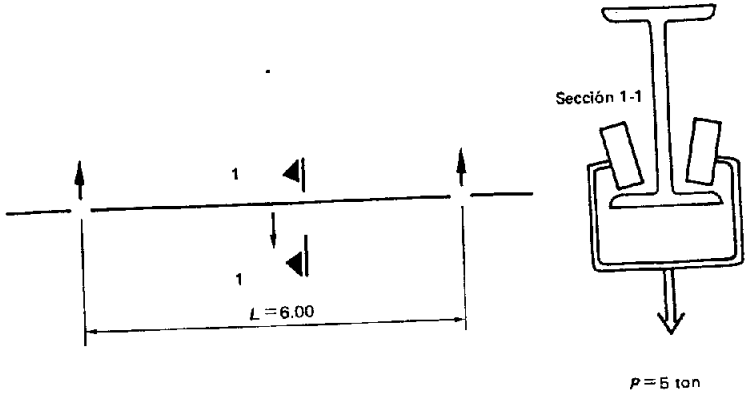



Figura 7.3.1.*a*



$$M_{\text{máx}} = \frac{PL}{4} = \frac{5.00 \times 6.00}{4.00} = 7.50 \text{ ton-m}$$

$$d = \frac{L}{23} \text{ Espec. } 2.1.1.8.2.6 = \frac{600}{23} = 26.08 \text{ cm}$$

Sea $d = 305$ mm

Sea la sección 305 IPS 47.32

$$S_x = 589.4 \text{ cm}^3$$

*Paso 2. Revisión por flexión* (tabla 5.1.3*b*)

$$f_b = \frac{M_x}{S_x}$$

$$f_b = \frac{7500\ 00}{589.4}$$

$$f_b = 1272.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{d}{t} = \frac{30.48}{0.89} = 34.25 < 42.83$$

$$\frac{b}{2c} = \frac{12.7}{2 \times 1.38} = 4.60 < 10.83$$

$$F_b = F_y \left[ 0.79 - 0.000\,238 \left(\frac{b}{2c}\right)\sqrt{F_y} \right]$$

$$F_b = 2530\ [\ 0.79 - 0.000\,238\ (4.60)\sqrt{2530}\ ] = 1859.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b < F_b \quad 1272.48 < 1859.38 \text{ !ok! interac. } \frac{1272.48}{1859.38} = 0.684 < 1.00 \text{ ¡ok!}$$

*Paso 3. Revisión por deflexión*

$$\Delta_{\text{perm}} = \frac{L}{360} \text{ (espec } 2.1.1(10)c) = \frac{600}{500} = 1.20 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{PL^3}{48\,EI} = \frac{5000 \times (600)^3}{48 \times 2\,100\,000 \times 8982.90} = 1.19 < 1.20 \text{ ¡ok!}$$

*Conclusión:*

La sección 305 IPS 47.32 es adecuada.

### 7.3.3 Conexiones de monorriel

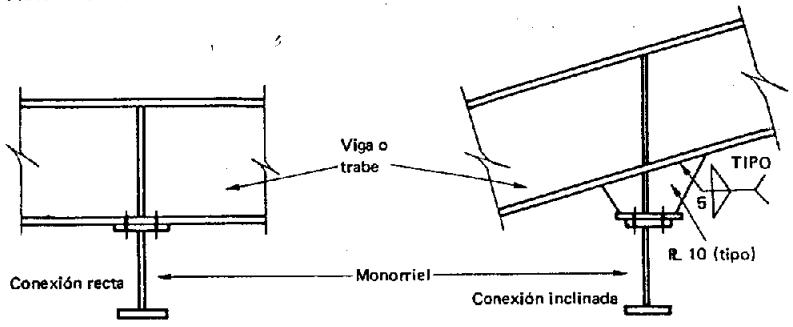



**Figura 7.3.3.*a*** Conexiones de monorriel.

- Tornillos $^3/_4$"$\phi$ A-325X (tensión)

$$\text{No.} = \frac{T}{A\phi F_T} = \frac{5000 \text{ kg}}{2.85 \text{ cm}^2 \times 3093.46 \text{ kg/cm}^2} = 0.57$$

Por especificación 2.1.1(10)*a* serán 2 tornillos $^3/_4$"$\phi$ A-325X.

- Como las cargas son muy pequeñas, las placas para una conexión inclinada (figura 7.3.3*a*), pueden proporcionarse de 10 mm y soldarse con espesores de filete de 5 mm de electrodos E-60xx.
- Deberán proveerse juntas por lo máximo de 2 mm en las uniones de tramos de monorriel @ 600 cm.

- Tope de monorriel

- De igual manera, debido a las cargas tan pequeñas, y solamente por seguridad y mantenimiento del motor, se detalla el tope y empalme del monorriel en la figura 7.3.3*b*.

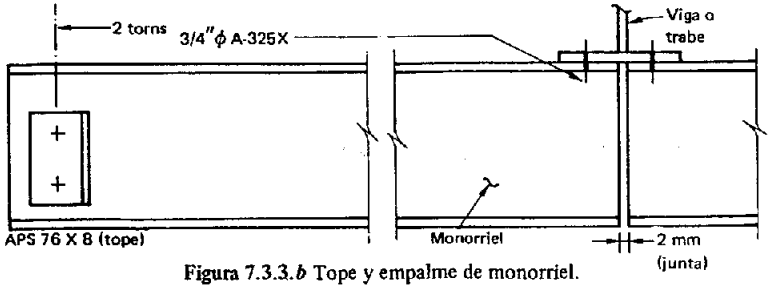



**Figura 7.3.3.*b*** Tope y empalme de monorriel.



- En la actualidad, los perfiles IPS están cayendo en desuso debido a que las fundidoras de acero han dejado de fabricarlos; sin embargo, pueden sustituirse por secciones IPR o inclusive por perfiles formados de tres placas soldadas.

## 7.4 ESCALERAS

### 7.4.1 Introducción

Las escaleras se rigen por lo indicado en la especificación 2.1.1.(10)*e* y su diseño, de acuerdo con las tablas 5.1.3.*h* y 5.1.3.*i*.

### 7.4.2 Diseño

*Paso 1. Análisis, dimensionamiento y cálculos previos*

- Longitud horizontal de la escalera

$H = 250$ mm

- Peralte

$$H = \left.\begin{matrix}640\\630\end{matrix}\right\} - 2P \therefore P = \frac{H - \left\{\begin{matrix}640\\630\end{matrix}\right.}{-2} \quad \left\{\begin{matrix}P_1 = 190 \text{ mm}\\P_2 = 195 \text{ mm}\end{matrix}\right.$$

- Número de peraltes #$P$

$$\#P = \frac{h}{p} = \frac{6\,000}{195} = 30.77$$

$\#P = 31$

- Longitud horizontal de la escalera

$L = (\#P - 1)\, H = (31 - 1)\, 250 = 7.50$ m

- Longitud total de la escalera

$$L_T = \sqrt{L^2 + h^2} = \sqrt{(7.5)^2 + (6.00)^2} = 9.60 \text{ m} > 6.00 \text{ m (inaceptable)}$$

Entonces, la escalera se desarrollará en 2 tramos:

$L = 3.75$ m
$h = 3.00$ m
$L_T = \sqrt{3.75^2 + 3.00^2} = 4.80 \text{ m} < 6.00 \text{ m (ok)}$

www.elsolucionario.org



### 7.4.3 Análisis de cargas

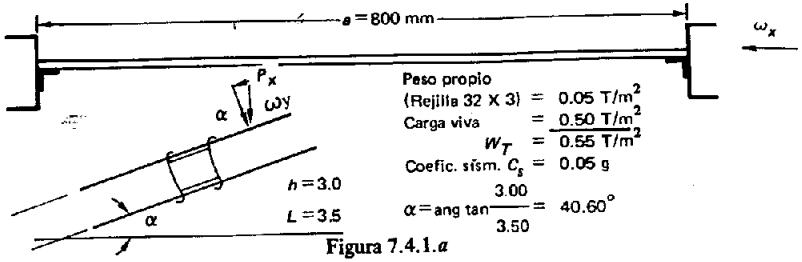



**Figura 7.4.1.*a***

$$\omega_y = W_T \frac{a}{2} \text{ sen } \alpha = 0.55 \times 0.40 \times \cos 40.60° = 0.17 \text{ T/m}$$

$$M_x = \omega_y L_T^2/8 = 0.17 \times \overline{4.80}^2/8 = 0.49 \text{ T-m}$$

$$P_x = W_T \frac{a}{2} \text{L} \cos \alpha = 0.55 \times 0.40 \times 4.80 \text{ sen } 40.60° = 0.69 \text{ ton}$$

$$\omega_x = C_s W_T a/2 = 0.05 \times 0.55 \times 0.40 = 0.02 \text{ T/m}$$

$$M_y = \omega_x L_T^2/8 = 0.02 \times \overline{4.80}^2/8 = 0.06 \text{ T-m}$$

### 7.4.4 Diseño

- Sea el perfil 203 CPS 17.11

$$\frac{K_x L_x}{\gamma_x} = \frac{1.00 \times 480}{7.89} = 60.84 < 200 \text{ ¡ok! Rige}$$

$$K_y L_y/\gamma_y = 1.0 \times 25/1.60 = 15.63 \therefore KL/\gamma = 60.84$$

$$f_a = P/A = 690/21.61 = 31.93 \text{ kg/cm}^2$$

*Paso 2. Compresión por carga axial* (tabla 5.1.3*h*)

$$\frac{b}{d} = \frac{5.7}{20.32} = 0.28 < 0.50 \text{ ok}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{0.99}{0.56} = 1.77 < 2.00 \text{ ok}$$

$$\frac{b}{c} = \frac{5.7}{0.99} = 5.76 < 15.83; Q_s = 1.00$$

$$\frac{d}{t} = \frac{20.32}{0.56} = 36.29 < 42.17; Q_a = 1.00$$



$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Q_s Q_a F_y}} = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 2100\,000}{1. \times 1. \times 2530}} = 128.00 > 60.84$$

$$F_a = \frac{Q_s Q_a F_y \left[1 - \frac{(KL/y)^2}{2 C_c^2}\right]}{\frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8 C_c} - \frac{(KL/y)^3}{8 C_c^3}} =$$

$$= \frac{2530 \left[1 - \frac{(60.84)^2}{2 \times 128^2}\right]}{\frac{5}{3} + \frac{3 \times 60.84}{8 \times 128} - \frac{(60.84)^3}{8 \times 128^3}} =$$

$$= 1225.35 \text{ kg/cm}^2 \gg 31.93 \text{ ok}$$

$$f_{bx} = M_x/S_x = 490\,00/132.30 = 370.37 \text{ kg/cm}^2$$

*Paso 3. Compresión por flexión* (tabla 5.1.3*i*)

$$F_{bx} = \frac{843\,672\, b_c}{(1)\ell_{bx}\, d} = \frac{843\,672 \times 5.7 \times 0.99}{25 \times 20.32} \text{ usar } = 1518.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{6000}{12.95} = 463.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\ell_{by} = \frac{637.122\, b}{\sqrt{F_y}} = \frac{637.122 \times 5.7}{\sqrt{2530}} = 72.20 \text{ cm}$$

$$F_{by} = 2\left(\frac{\ell_{by}}{L_T}\right) F_b = 2\left(\frac{72.20}{480}\right) 0.60 \times 2530 = 456.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.C. \left(\frac{f_a}{F_a} + \frac{F_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}}\right) = 0.75 \left(\frac{31.93}{1225.35} + \frac{370.37}{1518} + \frac{463.32}{456.67}\right)$$

$$= 0.963 < 1.00 \text{ ¡ok!}$$

(1) $\ell_{bx}$ es la longitud no arriostrada del patín de compresión; en este caso, es la separación entre descansos (250 mm).

*Paso 4. Revisión por deflexión*

$\Delta_{perm} = 6$ mm (ver especificación 2.1.1.(10)*c*)

$$\Delta_{máx} = \frac{5\,\omega_T L^4}{384\,EI} = \frac{5 \times 1.7\,(480)^4}{384 \times 2\,100\,000 \times 1344.4} = 4.16 \text{ mm} < 6 \text{ mm} \quad \text{¡ok!}$$

*Conclusión*

Se acepta la sección 203 CPS 17.11

# 8

# El arte de detallar

*Se describe la forma como debe representarse la ingeniería mediante el dibujo. La disposición, numeración, secciones y detalles contenidos en los planos. El uso y racionalización de los detalles estándar. Los planos de taller.*

## 8.1 LA REPRESENTACION GRAFICA

### 8.1.1 Introducción

La representación gráfica o planos constructivos, es el medio que transcribe la localización, posición, dimensiones y ensambles de todos y cada uno de los elementos estructurales diseñados, hasta su construcción en el sitio de la obra.

Este lenguaje debe ser claro, necesario y suficiente, para que durante la vida útil, cada elemento estructural pueda contener, soportar y permitir la operación de las componentes adicionales y se cumpla el objetivo para el cual ha sido diseñado.

En ocasiones, la construcción *in situ* de los elementos estructurales diseñados requiere de una precisión tan sofisticada, que se hace necesario realizarla en taller, para lo cual dichos planos constructivos deberán detallarse adecuadamente, dando lugar a la elaboración de planos de taller y de montaje de estructuras.

### 8.1.2 Planos por realizar

- Planos de concreto

C240-101 Planta de cimentación.*
C240-102 Dados, anclajes y detalles.
C240-103 Losa de piso y muros.
C240-104 Fosas y cimentación de equipos.
C240-105 Losa planta NPT 6.15 y cubierta.
C240-106 Detalles estructurales.

- Planos de acero

C240-201 Columnas y placas base.*
C240-202 Elevaciones y fachadas de marcos.
C240-203 Estructura NTE 6.00 y cubierta.
C240-204 Secciones y conexiones de vigas y trabes.
C240-205 Detalles de estructura.
C240-206 Escaleras y detalles.
C240-207 Trabe carril capacidad 20-5 ton.

Se siguió el procedimiento indicado en el inciso 10.2. La nomenclatura utilizada corresponde al estimado de planos de la estructura piloto.

* Estos planos se indicarán en las notas generales.

www.elsolucionario.org



### 8.1.3 Croquis para dibujo

Es conveniente indicar al dibujante cómo y en qué disposición queremos las plantas, secciones y detalles del plano. Por ejemplo, a continuación se indica cómo queremos el arreglo del plano No. C240-203 "estructura NTE 6.00 y cubierta".

*1. DISPOSICION GENERAL DEL DIBUJO*

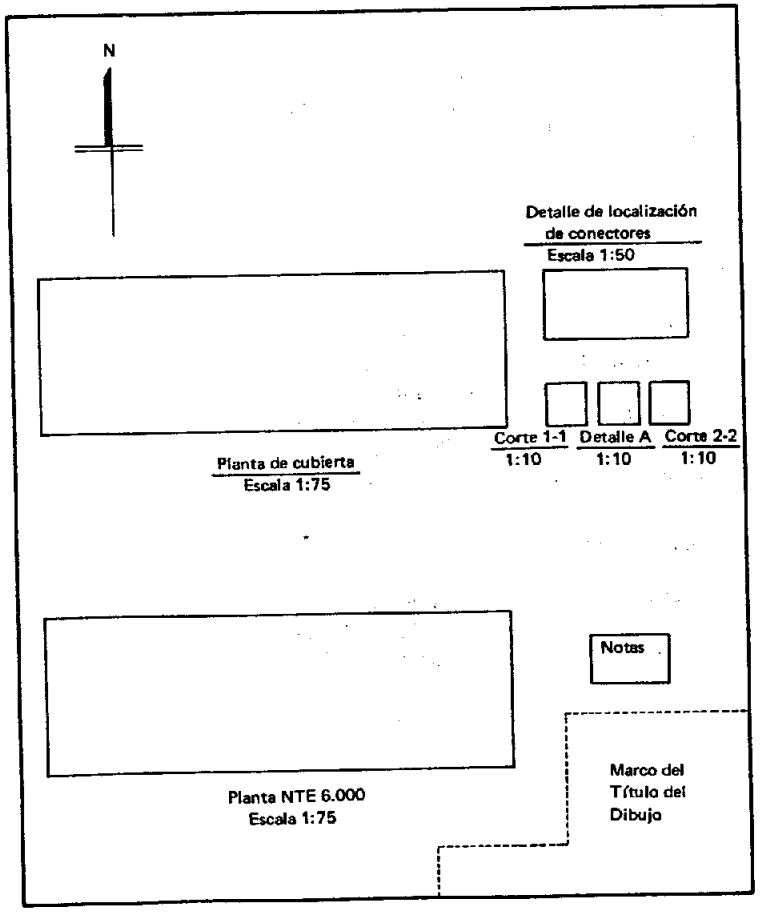



Figura 8.1.3*a*



*2. CROQUIS PARA DIBUJO*

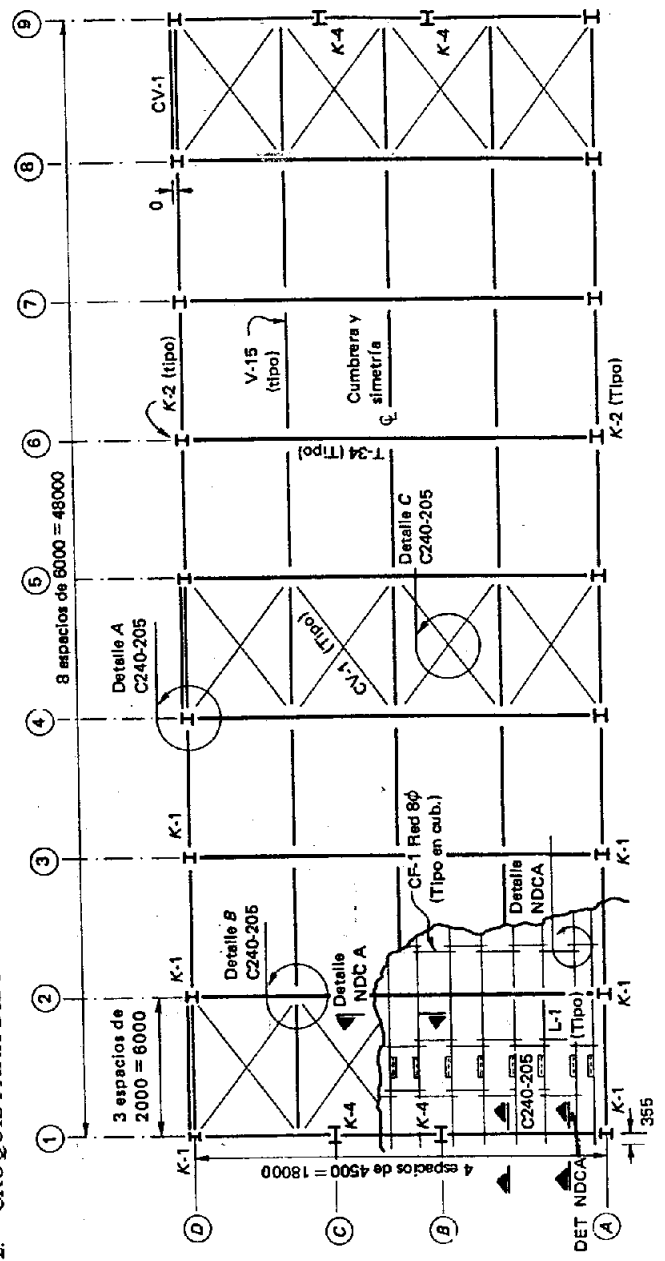



Figura 8.1.3 *b* Planta de cubierta.

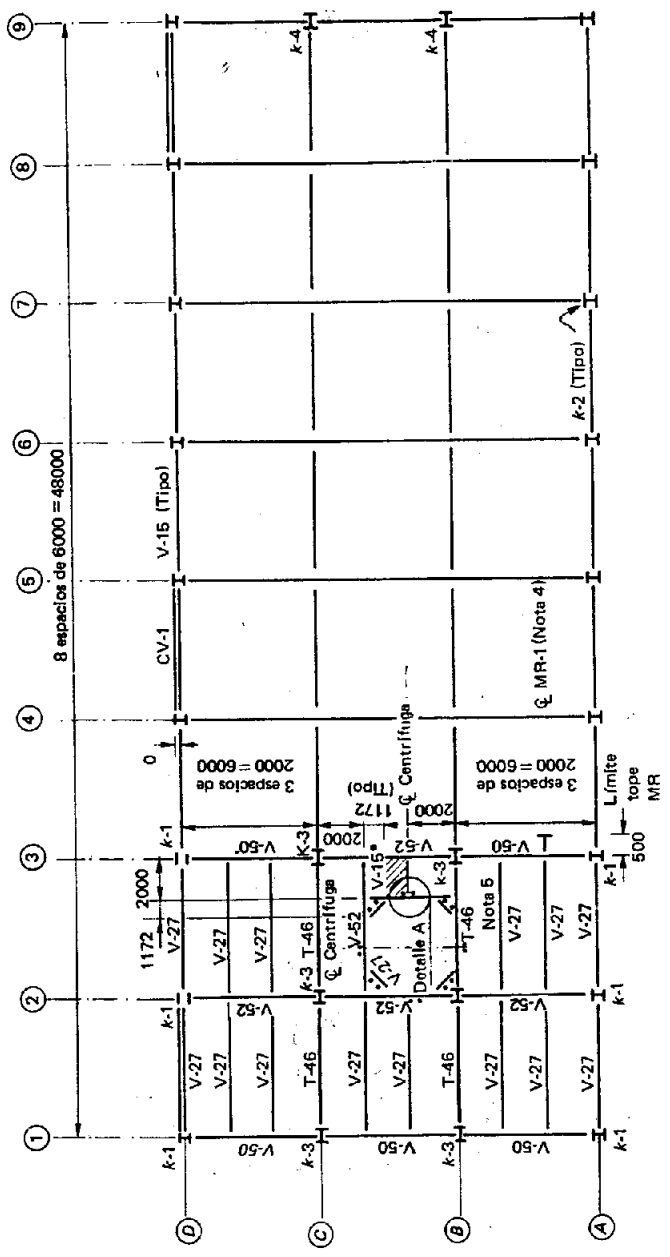



**Figura 8.1.3c** Planta NTE 6.000.



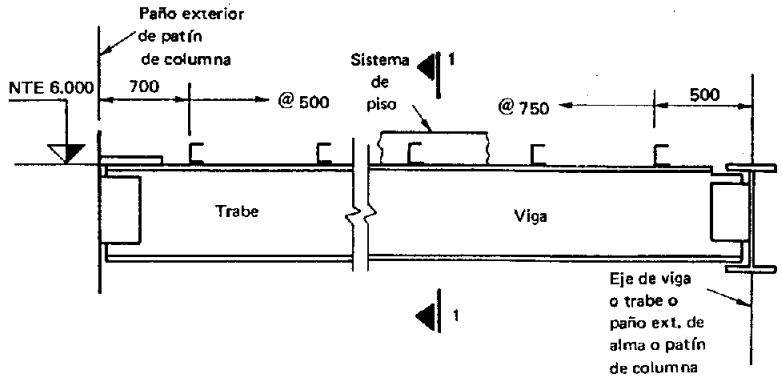



**Figura 8.1.3d** Detalle de localización de conectores.

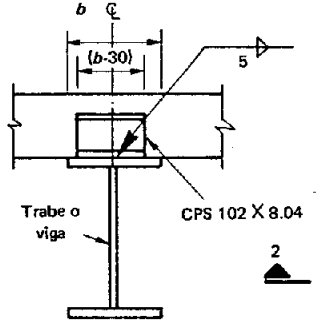



**Figura 8.1.3e** Corte 1-1.

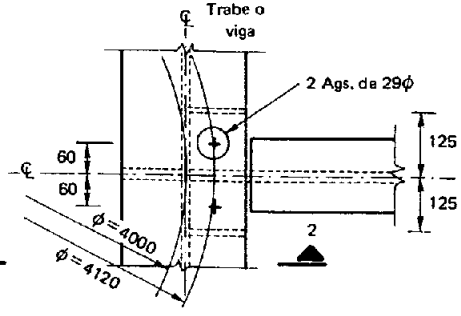



**Figura 8.1.3f** Detalle "A".

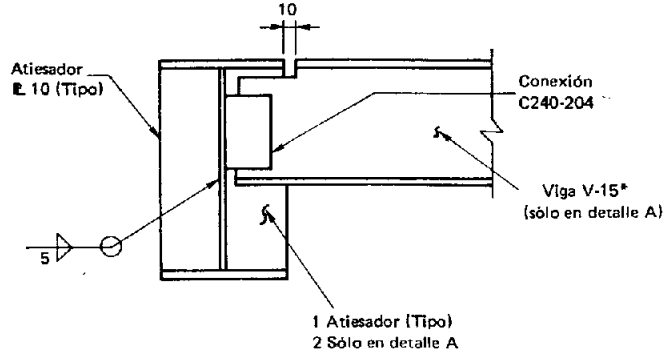



**Figura 8.1.3g** Corte 2-2.

### *3. ENCABEZADOS, TITULOS, NUMEROS, REFERENCIAS Y NOTAS*

- Plano No. C240-203.
- "Estructura NTE 6.000 y cubierta".
- Referencia C240-105.
- Referencia C240-201.
- Referencia C240-205.
- Referencia planos certificados de equipo.
- Firmas, fechas y escalas.

*Notas:*

– Dimensiones en milímetros, excepto indicadas.
– Niveles en metros.
– Ver notas generales en plano No. C240-201.
– Para secciones y conexiones del monorriel MR-1 ver plano C240-205.
– La zona rayada será a base de rejilla como se observa en C240-105 y la viga V-15* deberá ser removible.

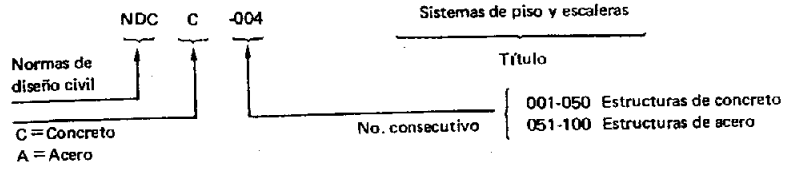
## 8.2 LOS DETALLES ESTANDARES

### 8.2.1 Introducción

Los detalles estándares o normas de diseño civil, son aquellos detalles típicos que se repiten frecuentemente en los planos y para no hacerlos diferentes en cada caso, se estandarizan y solamente se hace referencia a los que se requieren.

### 8.2.2 Estándares típicos

### *1. NOMENCLATURA*




### *2. NUMERACION Y TITULOS DE PLANOS ESTANDARES*

- La lista que a continuación se indica, es una sugerencia del autor, misma que podrá modificarse y ampliarse convenientemente.

NDCC-001 Abreviaturas, simbología y notas.
NDCC-002 Cimentaciones de estructura, equipos y fosas.



NDCC-003 Colocación de acero de refuerzo.
NDCC-004 Sistemas de piso y escaleras.
NDCC-005 Dados, columnas y castillos.
NDCC-006 Contratrabes, trabes y dalas.
NDCC-007 Estructuración de muros.
NDCC-008 Refuerzos adicionales en huecos.
NDCC-009 Anclajes de placas.
NDCC-010 Tolerancias de construcción.

NDCA-051 Abreviaturas, simbología y notas.
NDCA-052 Anclas, placas base y columnas.
NDCA-053 Secciones y conexiones de vigas y trabes.
NDCA-054 Armaduras y contravientos.
NDCA-055 Sistemas de piso y anclajes de equipo.
NDCA-056 Trabes carril y monorrieles.
NDCA-057 Sistemas de cubierta.
NDCA-058 Plataformas y barandales.
NDCA-059 Escaleras.
NDCA-060 Tolerancias de fabricación y montaje.

### *3. EJEMPLOS DE DETALLES ESTANDARES*

A continuación se indican algunos detalles estándares del plano NDCA-057 "sistemas de cubierta".

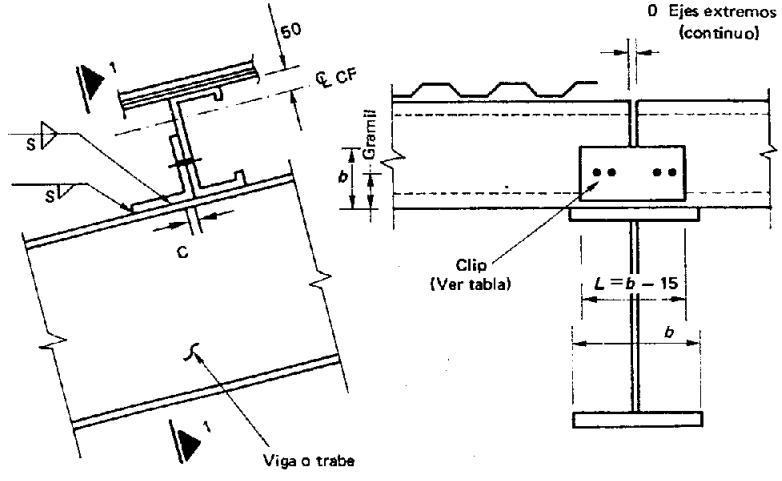



**Figura 8.2.2.*a*** Detalle A.




**Figura 8.2.2.*b*** Corte 1-1.

www.elsolucionario.org



Tabla 8.2.2.*c* Tabla de clips para largueros mon-ten o perfiles A-36.

| *Peralte del larguero* | *Clip* $b \times c$ | *Tornillos A-307* | *S E-60xx* | *Notas* |
|---|---|---|---|---|
| 102 | 51 X 6 | 4 tornillos 10$\phi$ | 3 | |
| 152 | 76 X 6 | 4 tornillos 13$\phi$ | 3 | |
| 203 | 102 X 6 | 4 tornillos 13$\phi$ | 5 | |
| 254 | 152 X 8 | 4 tornillos 16$\phi$ | 5 | |
| 305 | 152 X 10 | 6 tornillos 16$\phi$ | 5 | |

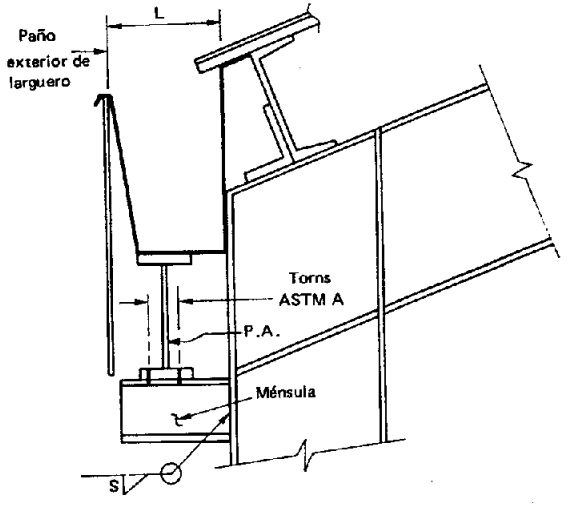



**Figura** 8.2.2.*d* Detalle "*B*".

**Tabla** 8.2.2.*e* Tabla de ménsulas para puntales de acero.

| *L* | *Ménsula* $d \times b$ *tipo* X *peso* | *S E-60xx* | *Notas* |
|---|---|---|---|
| 102 | 102 X 40 CPS 8.04 | 3 | |
| 152 | 152 X 102 IPR 17.9 | 3 | |
| 203 | 152 X 102 IPR 17.9 | 5 | |
| 254 | 152 X 102 IPR 17.9 | 5 | |
| 305 | 152 X 102 IPR 17.9 | 5 | |
| 500 | 203 X 102 IPR 19.4 | 5 | |
| 1000 | 203 X 102 IPR 19.4 | 5 | |



## 8.3 LOS PLANOS DE TALLER

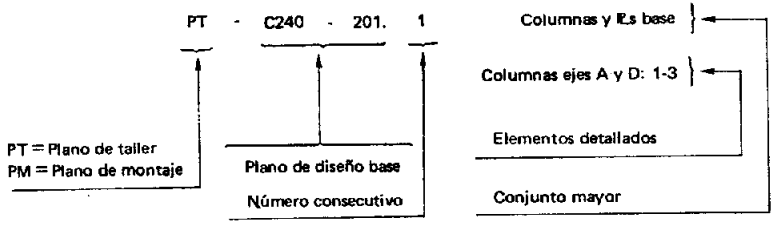
### 8.3.1 Introducción

Los planos de taller son los dibujos que sirven para la fabricación de los elementos estructurales mostrados en los planos de diseño, cuando su construcción en campo requiere de una precisión más adecuada.

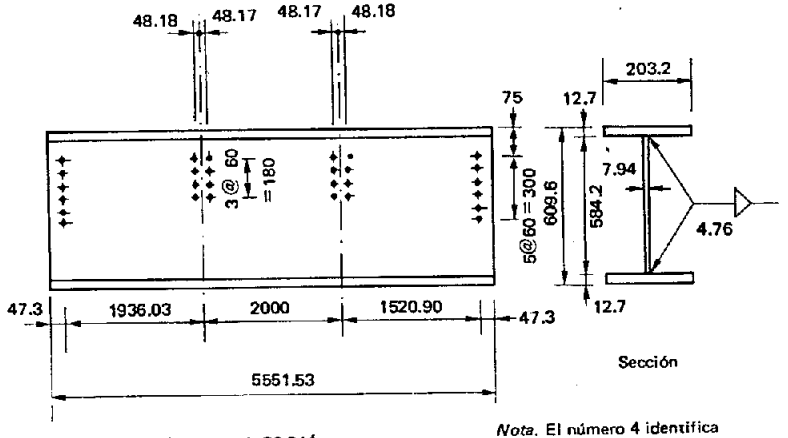
Los detalles de elaboración de los planos de taller, están determinados por la especificación 2.1.2 (29) anexo 1.

### 8.3.2 Detalle de los planos de taller y/o de montaje

*1. NOMENCLATURA*


PT - C240 - 201. 1
Columnas y ejes base
Columnas ejes A y D: 1-3
Elementos detallados
Conjunto mayor
PT = Plano de taller
PM = Plano de montaje
Plano de diseño base
Número consecutivo

*2. EJEMPLO DETALLE TIPICO V-50*




*Todos los agujeros son de 20.64$\phi$.

*Nota.* El número 4 identifica la viga en el plano de montaje

**Figura** 8.3.2*a* Viga V-50-4.

*3. EJEMPLO DETALLE TIPICO COLUMNA K-2*

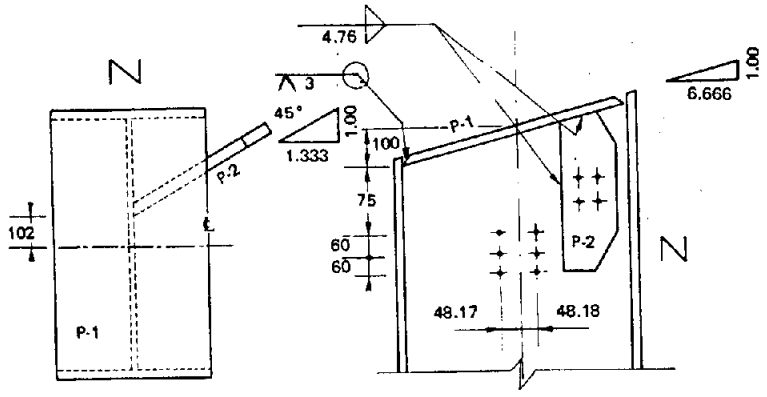



**Figura 8.3.2*b*** Columnas *k*-1-7.

# 9

# Revisión de ingeniería

*Se describe qué debe ser revisado de los cálculos de ingeniería y los planos de dibujo, cómo, cuándo y quién debe hacerlo. Se incluyen tablas y procedimientos*

## 9.1 REVISION TECNICA

### 9.1.1 Introducción

La revisión técnica es el procedimiento de chequeo que sigue a los cálculos y dibujos de ingeniería de detalle, para comprobar que se han seguido los criterios y especificaciones para desarrollar con una buena técnica de ingeniería el análisis, diseño y dibujo de las estructuras solicitadas por el cliente.

### 9.1.2 Procedimiento

*1. ALCANCE*

Las bases que a continuación se describen son los criterios que debe seguir un ingeniero civil, para la revisión de memorias de cálculo y dibujos para obras civiles de plantas industriales.

*2. FUNDAMENTOS*

La revisión debe estar fundamentada en lo indicado en:

- Condiciones generales del sitio.
- Criterios de diseño.
- Especificaciones de construcción.
- Procedimientos de dibujo.

*3. ENCARGADO DE LA REVISION*

El ingeniero civil encargado de la revisión debe ser un ingeniero responsable, con la experiencia y el criterio suficiente para anotar aquello que merece cambio, nulificación o carece de importancia, con los argumentos técnicos y razonamientos necesarios, para transmitirlos al calculista, al dibujante, etc. haciendo las correcciones pertinentes.

*4. SECUELA*

- La revisión debe hacerse después de recibidos los comentarios de otras disciplinas y antes de enviar el plano a aprobación para construcción.
- El chequeo se hará simultáneamente sobre la memoria de cálculos (original) y una copia heliográfica de los dibujos, utilizando el código universal de colores:

  – Rojo: adición, corrección, nuevo valor.
  – Verde: cancelar, borrar.
  – Amarillo: checado, verificado, correcto.

www.elsolucionario.org



- El revisor está autorizado para buscar información faltante y, una vez conseguida, eliminar los pendientes del plano calculando o detallando lo que proceda, a fin de entregar el dibujo con la mínima ingeniería pendiente.
- Procederá posteriormente a cambiar impresiones con el calculista sobre los resultados de la revisión y una vez de común acuerdo, se harán las correcciones pertinentes, enterando de antemano al jefe de grupo civil y de dibujo.
- El revisor preparará un informe dirigido al jefe de departamento con copia al jefe de proyecto y supervisor civil (c/anexos), indicando lo siguiente:

  – Antecedentes y motivo de la revisión.
  – Estado de los cálculos y el dibujo.
  – Cuestionario (tabla 9.1.4*a*).
  – Cambios efectuados (sobresalientes).
  – Pendientes y quien los genera.
  – Fecha estimada probable de terminación 100%.
  – Datos de identificación del plano, número, título, planta, área y nombre del proyecto.
  – Datos de identificación de la revisión; nombre y firmas del calculista y revisor, fecha y tiempo de la revisión y fecha probable de emisión de la revisión.

### 2.1.3 División de responsabilidades

- La decisión final de algún cambio en que el calculista y el revisor no estuvieran de común acuerdo, recaerá en el jefe de grupo.
- Después de efectuada la revisión, las correcciones necesarias y el informe, la terminación al 100% del diseño y dibujo quedará en manos del calculista.
- La responsabilidad final del diseño y dibujos no se deslindará en alguno de los que intervienen en dichas decisiones, sino en todo el soporte técnico, que integran el departamento civil de la firma de ingeniería.

### 9.1.4 Revisión a la memoria de cálculos

*1. INTRODUCCION*

El revisor debe cerciorarse de que el calculista, para la elaboración de la memoria de cálculos, ha observado lo siguiente:

- Que se enteró del proceso o propósitos de cada edificio para obtener el producto terminado objeto del proyecto (2.1.1 (3)).



- Que se estudiaron los criterios y especificaciones (2.1).
- Que se revisó la información adecuadamente (2.3).
- Que la memoria de cálculos está bien presentada (2.1.1 (9)).

*2. REVISION*

Después de revisados los cálculos de ingeniería de detalle, el autor propone el cuestionario que a continuación se menciona, para un control específico de los mismos.

**Tabla 9.1.4*a*** Cuestionario para la revisión técnica de la memoria de cálculos del edificio proceso y Prod. Term. área: 240

| | *No.* | *Concepto* | *Sí* | *No* | *Observaciones* |
|---|---|---|---|---|---|
| Títulos | 1 | Título general | ✓ | | |
| | 2 | Coincide numeración hojas/índice | | ✓ | Se deberán renumerar |
| | 3 | Indice, fechas, nombres y firmas | ✓ | | Faltó la del jefe de Grupo |
| | 4 | Contiene una descripción breve del alcance | ✓ | | |
| Información | 1 | Planos de arreglo general | ✓ | | |
| | 2 | Planos de arreglo de equipo | | ✓ | |
| | 3 | Planos arquitectónicos | ✓ | | |
| | 4 | Planos de los fabricantes de equipos | ✓ | | |
| | 5 | Estudio de mecánica de suelos | ✓ | | |
| | 6 | Estudio de las condiciones del sitio | | ✓ | Se usó información de manuales |
| | 7 | Requerimientos del cliente | | ✓ | Se usaron los de la firma de Ingeniería |
| | 8 | Criterios de diseño y especificaciones | ✓ | | El Calculista no los |
| | 9 | El calculista conoce el sitio | | ✓ | conoce bien |
| Análisis | 1 | Las cargas de diseño fueron bien aplicadas | ✓ | | |
| | 2 | Las cargas de equipos fueron bien aplicadas | ✓ | | |
| | 3 | El análisis sísmico es adecuado | ✓ | | |
| | 4 | El análisis de viento es adecuado | ✓ | | |
| | 5 | Los factores coinciden con el método de diseño | ✓ | | |
| | 6 | Incluidas todas las combinaciones de carga | | ✓ | Sólo las más factibles |
| | 7 | La estructuración de marcos es correcta | ✓ | | |

**Tabla 9.1.4a** (Continuación)

| | No. | Concepto | Sí | No | Observaciones |
|---|---|---|---|---|---|
| Análisis | 8 | Se hizo análisis preliminar manual | ✓ | | |
| | 9 | Las secciones cumplen mínimos especificados | ✓ | | |
| | 10 | Se uniformizaron secciones | ✓ | | |
| | 11 | Dim. y cargas modelo computadora correctas | ✓ | | |
| | 12 | Resultados del análisis de Computadora correctos | ✓ | | |
| | 13 | Condiciones de apoyo requeridas correctos | ✓ | | |
| | 14 | Justificó corrida adicional de computadora | | ✓ | |
| | 15 | Desplazan máximo del edificio: permisible | ✓ | | |
| | 16 | Cargas en cimentación: lógicas, congruentes | ✓ | | |
| Diseño de columnas | 1 | Concepto esbeltez bien considerado | ✓ | | |
| | 2 | Concepto ancho-Esp. y Long. Arriostr.: bien | ✓ | | |
| | 3 | Rev. detallada al diseño de 3 Cols.: bien | ✓ | | |
| | 4 | Interacción de columnas entre 0.75 y 1.05 | ✓ | | |
| | 5 | Coinciden secciones diseñadas con dibujo | ✓ | | |
| | 6 | Rev. detallada al diseño de 1 R. base: bien | ✓ | | |
| | 7 | Coinciden R.s y anclas diseñadas con dibujo | ✓ | | |
| | 8 | Cols., placas y anclas cumplen Esp. mínimas | ✓ | | |
| | 9 | Tabulación adecuada de columnas | ✓ | | |
| Diseño trabes y vigas | 1 | Concepto pandeo bien considerado | ✓ | | |
| | 2 | Conceptos ancho-Esp. y peralte-Esp.: bien | ✓ | | |
| | 3 | Rev. detallada al diseño de 2 trabes: bien | ✓ | | |
| | 4 | Rev. detallada al diseño de 3 vigas: bien | ✓ | | |
| | 5 | Coinciden secciones diseñadas con dibujo | ✓ | | |
| | 6 | Vigas y trabes cumplen Esp. mínimas Espec. | ✓ | | |
| | 7 | Tabulación adecuada de trabes y vigas | ✓ | | |



**Tabla 9.1.4a** (Continuación)

| | No | Concepto | Sí | No | Observaciones |
|---|---|---|---|---|---|
| | 8 | Revisión detallada al diseño de trabe carril | ✓ | | |
| Diseño de contravientos | 1 | Revisión manual marcos contraventeados | ✓ | | Inclusive computadora |
| | 2 | Longitud, requiere diseño Temp. y junta | | ✓ | |
| | 3 | Disposición adecuada sin Interf. de Contravientos | ✓ | | |
| | 4 | Rev. detallada al diseño de 1 C. V.: bien | ✓ | | |
| | 5 | Coinciden secciones diseñadas con dibujo | ✓ | | |
| | 6 | Disp. Dim. y Esp. Contrav. cumplen Espec. | ✓ | | |
| | 7 | Rev. detallada al diseño de 1 conexión: bien | ✓ | | |
| | 8 | Tabulación adecuada de contravientos: bien | ✓ | | |
| Generales | 1 | Los cálculos están comunicados con el proyecto | ✓ | | |
| | 2 | Los juicios establecidos son fundamentados | ✓ | | |
| | 3 | La economía civil está bien aplicada | ✓ | | |
| | 4 | Las decisiones importantes se pensaron detenidamente | ✓ | | |
| | 5 | El diseño se hizo en el tiempo programado | ✓ | | Se inició fuera de programa |
| | 6 | Criterios de diseño: bien aplicados | ✓ | | |
| | 7 | Especificaciones: bien aplicadas | ✓ | | |
| | 8 | Detalles estándares: bien aplicados | ✓ | | |
| | 9 | Cálculos con aproximación adecuada | ✓ | | |
| | 10 | Se hizo lista de materiales | | ✓ | No se requiere |
| | 11 | Se indicaron cálculos pendientes | | ✓ | No existen |
| | 12 | Se inventaron datos fantasmas | | ✓ | |
| | 13 | Se usaron métodos de diseño desconocidos | | ✓ | |
| | 14 | Se usaron programas de minicomputadora | ✓ | | Se verificaron ¡OK! |
| | 15 | Los detalles para dibujo están soportados | ✓ | | |

### 9.1.5 Revisión de dibujos

Veáse el inciso 9.2

*1. INFORME DE LA REVISION*

Toda vez que se han revisado los cálculos y dibujos correspondientes, se hará un informe cuyo formato se propone a continuación:

INFORME DEL ESTADO DE INGENIERIA DE
CALCULOS Y DIBUJOS DEL AREA 240
EDIFICIO PROCESO Y PRODUCTO TERMINADO

DEL PROYECTO No. _____

LUGAR Y FECHA: _____

Para: Ing. _____ Jefe del Depto. civil (C/A)

De: Ing. _____ Revisor

c.c.p. Ing: _____ Jefe del proyecto

Ing: _____ Supervisor civil (C/A)

Ing: _____ Jefe de grupo

Anexo al presente, estoy enviando a Ud. el informe del estado de ingeniería civil (cálculos y dibujos), del área 240 denominado edificio de proceso y producto terminado del proyecto No. _____ _____ efectuado de los días _____ al _____ de 19_____, cuyos resultados fueron los siguientes:

I) Revisión de la memoria de cálculos

- Los cálculos fueron realizados por el Ing. _____
- Presentan un avance del 100%.
- Se aplicaron adecuadamente los requerimientos y especificaciones del proyecto.
- Los detalles faltantes no requieren cálculos de ingeniería.

II) Revisión de los dibujos

- Los dibujos fueron realizados por _____
- Presentan un avance del 20%.
- Contienen la información necesaria y suficiente para su construcción en campo.
- Tienen buena calidad.
- Los detalles faltantes se estima que serán realizados dentro de 30 días, puesto que la información será recibida dentro del período mencionado.
- Se aplicaron adecuadamente las especificaciones y normas.



III) Conclusiones

- Se recomienda que el calculista sea enviado al campo para conocer su área de trabajo.
- El calculista está facultado para un área de mayor responsabilidad.

Atentamente:

_____

Ing. _____

## 9.2 REVISION GRAFICA

### 9.2.1 Revisiones generales comunes a todos los planos

*1. COORDENADAS*

- Las coordenadas *norte*, van en orden ascendente de sur a norte.
- Las coordenadas *este*, van en orden ascendente de oeste a este.

*2. ORIENTACION*

- El símbolo de orientación o el norte, aparece en el extremo superior izquierdo, ya sea horizontal o verticalmente.
- El norte horizontal está orientado de derecha a izquierda (←).
- El norte vertical está orientado de abajo hacia arriba (↑).

*3. NOMENCLATURA DE EJES*

- Los ejes de letras A, B, C, etc., están nomenclaturados de sur a norte; las letras "I" y "O", están excluidas.
- Los ejes de números 1, 2, 3, etc., están numerados de oeste a este; el número cero está excluido.

*4. CORTES Y DETALLES*

- Los cortes están indicados con números (excepto el cero), de derecha a izquierda y/o de arriba hacia abajo, progresivamente.
- Los detalles se indican con letras (excepto la "I" y la "O"), de derecha a izquierda y/o de arriba hacia abajo, progresivamente.
- Ningún corte o detalle tiene orientación diferente de como aparece en la planta o sección correspondiente.
- Los cortes y detalles están indicados ordenada y secuencialmente de izquierda a derecha y de arriba hacia abajo (como un libro).

www.elsolucionario.org



- La planta general de localización de columnas, placas base o un detalle principal aparece en el extremo superior izquierdo, después aparecen los cortes y detalles principales, e inmediatamente junto a los anteriores están dibujados los detalles y cortes que de éstos se originen.
- Un detalle no se origina de otro detalle.

## 5. *CORRESPONDENCIA*

- Los cortes y detalles corresponden en números y letras.
- Las notas indicadas en plantas, cortes y detalles, aparecen en las notas generales.
- Las normas a que se hace referencia en los dibujos, corresponden en aplicación, número y hoja correspondiente.
- Todos los detalles y cortes que vienen o aparecen en otro plano, efectivamente aparecen y corresponden.

## 6. *ACOTACIONES Y ESCALAS*

- Todas las dimensiones están clara y suficientemente acotadas.
- Todas las acotaciones son cerradas, sin punto o cifras decimales.
- Los niveles están indicados con punto y tres cifras decimales.
- Todos los dibujos indican la escala a que están presentados, excepto cuando se indique S/E (sin escala), N.E.E. (no está a escala), o cuando la escala indicada en el cuadro del encabezado sólo es válida para la planta general de localización.
- Ningún dibujo está hecho a escalas 1:80, 1:33½, etc., y si esto es necesario, se indica S/E donde estén así dibujados.
- Todas las plantas, secciones, vistas, cortes y detalles indican la escala a que están dibujados.

## 7. *NOTAS*

- Ningún letrero, nota, encabezado, etc., tiene faltas de ortografía.
- Las notas generales y simbología de planos de estructura de acero, aparecen exclusivamente en un plano de planta principal.
- En los planos complementarios, se hace referencia de las notas generales, excepto notas muy particulares de dichos planos.
- Ninguna nota compromete o deslinda la responsabilidad a otra disciplina que decidió algún cambio que afecte al diseño civil.
- Cuando algún corte, detalle o planta, relaciona alguna nota, en efecto, ésta aparece, corresponde y relaciona.

## 8. *ENCABEZADO Y TITULO*

- El título del plano corresponde con su contenido y con el Drawing Schedule (lista de planos del proyecto); en caso contrario, se modificó el título y se indicó en el reporte.



- El número del proyecto es correcto.
- El número del plano, tanto en el encabezado, como invertido en el extremo superior izquierdo del plano, corresponde al número dado en el Drawing Schedule; dicho número no puede ser cambiado bajo ninguna circunstancia.
- Aparecen las iniciales o el nombre del dibujante, así como la fecha en que realizó el dibujo.
- Aparecen las iniciales o nombre y firma del calculista.
- Aparecen las iniciales o nombre y firma del supervisor.
- Las escalas indicadas son correctas.
- Aparece la revisión correspondiente del plano; debe evitarse que en el extremo superior izquierdo aparezca el número de la revisión, para evitarse duplicaciones de información.
- Aparece el sello del cliente.

## 9. *REVISIONES*

- Las revisiones deben indicar el número y el motivo de la misma, así como para control interno, quien la genera y el avance del plano, según la tabla siguiente:

| | | *Control interno* | |
|---|---|---|---|
| *No.* | *Motivo de la revisión* | *Originador* | *Avance* |
| A | Revisión interna | Calculista | 40% |
| B | Comentarios | Otras disciplinas | 60% |
| C | Habilitado, materiales, concursos, etc. | Disciplina civil | 70% |
| 0 | Construcción | J. de proyecto | 80% |
| 1 | Cambios y eliminación de pendientes | Calculista | 90% |
| N | Cómo se construyó | Disciplina civil | 100% |

- La revisión general debe evitarse, a menos que lo apruebe el jefe de grupo.
- Todos los cambios, modificaciones, adiciones o eliminaciones aparecen en la división correspondiente.
- Los conceptos, detalles, cotas, etc., pendientes, están señalados con una nube (⌒) dibujada en la zona por modificarse en el reverso del plano.
- Ningún pendiente deslinda la responsabilidad en otras personas (pues esto se anota en el informe del revisor), solamente se indica pendiente... seguido del equipo, estructura o soporte que va a indicarse o cambiar de nivel o localización.
- Todos los conceptos adicionados, modificados o eliminados deben tener el número de la revisión que lo genera, así como coordenadas y marcas (Δ) que los localicen fácilmente en el taller y/o el campo.

- Cuando una revisión afecta un concepto construido o montado en taller y/o campo, deberá indicarse en la revisión correspondiente informando previamente al jefe de grupo.

*10. CANTIDADES DE MATERIALES Y TABLAS*

- Sólo se engloban los tipos de perfiles, cantidad, longitud, peso unitario y peso total.
- Los perfiles no están desglosados como en planos de taller.
- Las cantidades de materiales están tabuladas en el extremo superior derecho.
- Los perfiles indicados en tablas deben tener todas las dimensiones (ancho, espesores, longitudes, niveles, diámetros, soldaduras, etc.), es decir, sólo la información necesaria y suficiente.
- Las tablas muestran una columna adicional para observaciones.
- Ningún perfil está localizado mediante tabulación de coordenadas.

*11. PLANOS DE REFERENCIA Y NORMAS ESTANDAR*

- Se muestran solamente los planos generadores (civiles o de otras disciplinas), así como aquellos cuya construcción anterior o posterior debe considerarse.
- Como máximo se indican cuatro (4) planos de referencia.
- Los planos del fabricante del equipo no se indican como plano de referencia; deben aparecer en las notas.
- Cualquier referencia a normas de dibujos estándar debe aparecer en la columna, titulada *normas* y corresponder a las indicadas.

### 9.2.2 Planos de estructuración de cubierta

*1. DISPOSICION DEL ARREGLO DEL DIBUJO*

Aparece la planta del edificio en su zona cubierta por estructura de lámina o concreto con 3 detalles como máximo o ninguno.

*2. LARGUEROS*

- Se indican todos los tipos de largueros (L-1, L-2, etc.).
- Aparece en alguna nota, tabla o referencia a otro plano, de la sección estructural correspondiente al tipo de larguero (L-1 = 8-MT-12).
- En planta *no* aparece la localización de largueros (se localiza en elev.).
- Se acota el límite de largueros según alineamiento de la fachada.
- Se indican detalles de sujeción de largueros a la estructura (clips) o la norma donde aparece dicha conexión.



- En caso de marquesinas, estructuras contiguas, etc., se indican detalles necesarios y suficientes para su conexión y apoyo.
- Preferentemente sólo se indican dos tipos de secciones de largueros.
- No existen largueros en caja, los largueros no trabajan como puntales.
- La conexión es mediante 2 tornillos de 16$\phi$, ASTM A-307.
- Cuando existen huecos o láminas translúcidas, se hace referencia a planos arquitectónicos.
- Las juntas del edificio también están contempladas en los largueros de la cubierta; la lista de materiales es opcional.
- Los largueros no interfieren con tuberías, equipos, linternillas, estructuras colindantes, etc.
- La especificación del A. I. S. I. sólo aparece cuando los largueros son de acero mon-ten (checar en las notas generales).
- El peralte mínimo de larguero es: L/28 para ASTM A-36 y L/35 para ASTM A-440.
- Sólo se dibujan algunas zonas típicas de largueros.
- La separación de largueros es como lo recomienda el fabricante de la lámina.

*3. TENSORES Y/O CONTRAFLAMBEOS*

- Se indican todos los tipos de contraflambeos (CF-1, T-2, etc.).
- Aparece en alguna nota, tabla o referencia a otro plano, de la sección estructural correspondiente al tipo de contraflambeo (CF-1 = red 13$\phi$).
- Aparece la localización de los mismos ($S_{máx}$ = 3000; preferentemente S = 2000), dibujando sólo algunas zonas típicas.
- Se indican detalles de sujeción, localización y separación de contraflambeos en la unión con los largueros, inclusive en el caballete; o en caso contrario, la norma donde aparecen dichos detalles.
- Sólo existe un tipo de contraflambeo en la cubierta.
- La reacción mínima por especificación es 8$\phi$.
- Los contraflambeos no interfieren con huecos, tuberías, equipos, linternillas, etc.

*4. CONTRAVIENTOS*

- Se indican todos los tipos de contravientos (CV-1, CV-2, etc.).
- Aparece en alguna nota, tabla o referencia a otro plano, de la sección estructural correspondiente al tipo de contraviento (CV-3 = APS 76 X 6).
- La inclinación mínima de los contravientos es de 30°.
- Se indican detalles de conexión o la norma donde aparecen las uniones de contravientos con las columnas, trabes de cubierta, cuerda superior de armaduras, etc. Aparecen todas las zonas contraventeadas.
- Sólo existe en la cubierta un tipo de contraventeo.
- La sección mínima es APS 51 X 6 y las placas de conexión de 6 mm.

- Las placas separadoras son como mínimo de 6 mm y se loc. @ 40r u 80r.
- La conexión mínima es a base de 2 tornillos 19$\phi$ ASTM A-325.
- Se indican espesores de soldaduras; no existen interferencias.
- Los puntos de trabajo no tienen excentricidades mayores de 150 mm.

## 5. *ESTRUCTURA A BASE DE TRABE DE ACERO (PLANTA)*

- Se indican todos los tipos de trabes (T-1, T-2, etc.).
- Aparece en alguna nota, tabla o referencia a otro plano, de la sección estructural correspondiente al tipo de trabe (T-6 = 406 X 203 IPC 50.1).
- Aparecen todas las dimensiones de localización de trabes, marcos, puntales, etc.; cuando soportan techo de concreto llevan conectores.
- Todos los ejes están numerados y localizados de acuerdo con los planos de arreglo de equipo, ingeniería básica, arquitectónicos, etc.
- La sección mínima de trabe o viga puntal es L/28 o 20 cm.
- Ninguna trabe, puntal, viga, etc., interfiere con equipo, linternillas, ductos, estructuras colindantes, etc.
- La estructura de cubierta a diferente nivel está bien definida y la identificación de trabes por medio de nomenclaturas que la indican (T-13.868-01 incorrecto, T-VAR-01 correcto y/o T-01 correcto); indicar el nivel implica calcular los niveles de muchas vigas y trabes que complican su localización en caso de modificación de alturas y pendientes.
- La pendiente mínima es del 5% para cubierta Estructural y 1.5% de Concreto.

## 6. *ESTRUCTURA A BASE DE ARMADURAS (PLANTA CUERDA SUPERIOR)*

- Se indican todos los tipos de elementos de cuerda superior (CS-1, CS-2 etc.).
- Aparece en alguna nota, tabla o referencia a otro plano, de la sección estructural correspondiente a dichos elementos (CS-2 = ⌐⌐ 2 APS 76 X 6); inclusive, se indica dónde aparece la sección completa de la armadura en elevación o detalle, así como las armaduras longitudinales.
- Aparecen todas las dimensiones de localización de cuerdas superiores, vigas, puntales, etc.
- Todos los ejes están numerados y localizados de acuerdo con los planos de arreglo de equipo, ingeniería básica, arquitectónicos, etc.
- La sección mínima de cuerda superior es ⌐⌐ 2 APS 51 X 6, placas de conexión de 6 mm y placas separadoras de 6 mm localizadas @ 40r.
- La conexión mínima es con soldadura de 5 mm con E-60xx o a base de 2 tornillos 19$\phi$ ASTM A-325.



- La sección mínima de viga-puntal es L/28 ó 20 cm.
- Ninguna cuerda superior, viga, puntal, etc., interfiere con equipo, linternillas, ductos, estructuras colindantes, etc.
- Las estructuras de cubierta con pendiente están bien definidas, excepto que las cuerdas y vigas-puntales no se identifican con nomenclaturas que indican el nivel donde se localizan.
- La pendiente mínima es 5% (cubierta de acero) y 1.5% (concreto).
- Cuando soportan techos de concreto llevan necesariamente conectores.
- Preferentemente, las descargas de los largueros deben coincidir con los montajes y la distancia máxima sin soporte lateral de la cuerda superior será de 637.122 $b/\sqrt{F_y}$ cuando estén sujetos a flexión.

## 7. *ESTRUCTURA A BASE DE ARMADURAS (PLANTA CUERDA INFERIOR)*

- Idem al inciso anterior excepto sustituir lo siguiente:

  – Cuerda inferior por cuerda superior.
  – CI-2, CI-1 = ⌐⌐ 2 APS 76 X 6.
  – Las cuerdas inferiores no llevan conectores.

En los incisos 9, 3, 2 (2), (4), (5), (6) y (7), observar lo siguiente:

– L es la distancia libre sin arriostramiento del patín de compresión.
– r es el radio de giro mínimo de uno de los dos ángulos que componen la cuerda de la armadura.
– 40r y 80r según el trabajo sea a compresión o tensión.
– En cuerdas inferiores S = 40r porque pueden trabajar a compresión.
– Cuando las cuerdas, trabes, etc., no trabajen a flexión (esto es, cuando las descargas de los largueros coinciden con los montantes de la armadura) la distancia máxima sin soporte lateral es limitada por la longitud de esbeltez KL/r = 200 compresión y KL/r = 300 a tensión.
Todas las conexiones de vigas, trabes, puntales, etc., deben referirse al plano de conexiones típico del proyecto.

## 8. *NOTAS, SIMBOLOGIA, ENCABEZADO, REFERENCIAS, ETC.*

- Aunque las notas generales deben ir en el plano (240-201) "columnas y placas base", se indican a continuación:

  – Dimensiones en milímetros.
  – Coordenadas y niveles en metros.
  – Acero estructural:

www.elsolucionario.org



Placas, perfiles etc., ASTM A-36.
Perfiles mon-ten. ASTM A-440-66.

– Conexiones en taller:

Soldadura electrodo E-60XX. ASTM A-233.
Tornillos de montaje. ASTM A-307.

– Conexiones en campo:

Soldadura electrodo E-70XX. ASTM A-233.
Tornillos alta resistencia ASTM A-325.

– Cargas vivas:

| | *D. Estruct.* | *D. sísmico* |
|---|---|---|
| Cubiertas de concreto | 100 kg/m² | 70 kg/m². |
| Cubiertas de estructura | 60 kg/m² | 20 kg/m². |
| Pisos Operac. y Mantenim. | 500 kg/m² | 300 kg/m². |

– Cargas permanentes:

| | Reglam. Constr. D. F. | |
|---|---|---|
| Estructuras en Gral. | | |
| Ductos, tuberías y Plaf. | 40 kg/m² | 40 kg/m² |

– Cargas accidentales:

Viento $V_o$ = 80.00 km/h.
Sismo $C_s$ = 0.20.

– Especificaciones de diseño:

| | |
|---|---|
| Diseño estructural (elástico) | A. I. S. C. |
| Soldaduras | AWS |
| Materiales | ASTM. |
| Perfiles mon-ten | AISI |
| Diseño cargas permanentes | RCDF |
| Diseño cargas accidentales | MOC-CFE |

– Especificaciones de construcción:

2.1.2.4.1 fabricación de estructura de acero.
2.1.2.4.2 montaje de estructura de acero.
2.1.2.4.3 acero misceláneo.



– Ver secciones y conexiones de vigas y trabes en plano No. C 240-204.

- Simbología

| | |
|---|---|
| N, K-2 | nivel, columna No. 2. |
| NTCol, NPT | nivel tope de columna, nivel de piso terminado. |
| NEC, NTE | nivel empalme de columna, nivel tope de Estructura. |
| NDE, NHR | nivel desplante de estructura, nivel hongo riel. |
| V-6,000-02 | viga-nivel de localización-tipo 2, ver plano No. C 240-204. |
| T-6,000-04 | trabe-nivel de localización-tipo 4, ver plano No. C 240-204. |
| P. T., PB-3 | punto de trabajo, placa base No. 3. |
| CS-1, CI-2 | cuerda superior No. 1, CI-2 cuerda inferior No. 2. |
| M-2, D-3: | montante tipo 2, diagonal tipo 3. |
| CV-4, CF-1: | contraviento tipo 4, contraflambeo tipo 1. |
| L-1, NIM: | larguero tipo 1, nivel inferior de monorriel. |

- Encabezado (datos ficticios)

| | |
|---|---|
| – Título: | Estructura de cubierta. |
| – Subtítulo: | Edificio de proceso. |
| – Planta: | Querétaro. |
| – No. del Proyecto: | 158. |
| – No. del plano: | C 240-203 Rev. D. |
| – Dibujante: | DAA-fecha. |
| – Calculista: | J. M. G.-firma y fecha. |
| – Jefe de Grupo: | V. G. G.-firma y fecha. |
| – Supervisor: | D. R. P.-firma y fecha. |
| – Escala: | 1:75 área 240. |

- Revisión

D para aprobación (o la revisión correspondiente).

- Planos de referencia

C 240-201 columnas y placas base.
C 240-202 elevación de marcos.
C 240-204 secciones y conexiones de vigas y trabes.
C 240-205 detalles de estructura.

- Normas estándar

NDCA-054 armaduras y contravientos.
NDCA-057 sistemas de cubierta.

### 9.2.3 Planos de estructuración de fachadas.

*1. DISPOSICION DEL ARREGLO DEL DIBUJO*

- Si los detalles de accesos y ventilación (puertas, ventanas y linternillas) no son muy complicados, la disposición de largueros puede indicarse en el plano C 240-202 "elevaciones de marcos"; sin embargo, en áreas (planta) mayores de 500 $m^2$ sí conviene elaborar este plano o los que sean necesarios.
- El orden lógico de presentación del plano, es mediante el dibujo lógico y secuencial de las fachadas norte, sur, este y oeste.
- Se tomó como dibujo típico, la escala y presentación del plano de marcos C 240-202.
- Sólo aparecen las secciones y detalles no cubiertos por las normas C 200-04.1 y C 200-04.2.
- No aparece la nomenclatura de ningún elemento estructural que forma parte de los marcos; la lista de materiales es opcional.

*2. LARGUEROS*

- Se indican todos los tipos de largueros.
- En este plano aparece una tabla de secciones de largueros, en donde se indica tipo, sección comercial y observaciones.
- La localización de largueros está bien definida (incluso los de cubierta) y coincide con las elevaciones de los marcos y planos arquitectónicos.
- El límite de largueros está definido.
- Se indican detalles de sujeción de largueros a la estructura o la norma donde aparecen.
- Cuando existen marquesinas, estructuras contiguas, etc., se indican detalles necesarios y suficientes para sujeción y apoyo; coinciden con la disposición indicada en plantas de cubierta y planos arquitectónicos.
- La conexión es mediante 2 tornillos 16$\phi$ ASTM A-307.
- Cuando existen huecos debidos a puertas, ventanas, ductos, camiones o equipos, los marcos están bien definidos, localizados y detallados.
- Las juntas del edificio están contempladas en las fachadas.
- No existen interferencias con ductos, equipos, escaleras, estructuras colindantes, etc.; checar entrada de equipo en fachada.
- La especificación del AISI sólo aparece cuando existen largueros de acero formados en frío (mon-ten); checar en notas generales.
- El peralte mínimo de larguero es A-36 L/28 y A-440 L/35.
- Sólo se dibujaron algunas zonas típicas de largueros.
- Preferentemente sólo se indican dos tipos de largueros.
- No existen largueros en caja y el larguero que soporta a todos los restantes es una sección *especial* (tipo trabe carril), cuyas dimensiones y detalles de sujeción aparecen en este plano.



- El peralte mínimo de esta sección especial es A-36 L/23 o 25 cm.
- La separación de largueros es como lo recomienda el fabricante de la lámina (usualmente $S = 1150$ mm).

*3. TENSORES Y/O CONTRAFLAMBEOS*

- Se indican todos los tipos de tensores.
- En este plano aparece una tabla de secciones de tensores, en donde se indica tipo, sección comercial y observaciones o sólo una nota.
- Los tensores están bien localizados ($S_{máx} = 3000$ mm) y aparecen dibujados sólo en algunas zonas típicas.
- Se indican detalles de sujeción o la referencia a la norma.
- Sólo existe un tipo de contraflambeo y es el mismo de la cubierta.
- La sección mínima es 8$\phi$.
- Los tensores no interfieren con huecos, tuberías, equipos, etc.

*4. NOTAS, SIMBOLOGIA, ENCABEZADO, REFERENCIAS, ETC.*

- Notas

  – Dimensiones en milímetros.
  – Niveles en metros.
  – Ver notas generales y simbología en plano No. C 240-201.
  – Para cubiertas y disposición de accesos, ver planos arquitectónicos.

- Encabezado (datos ficticios)

| | |
|---|---|
| – Título: | "Estructuración de fachadas". |
| – Subtítulo: | Edificio de proceso. |
| – Planta: | Querétaro. |
| – No. de proyecto: | 158. |
| – No. de plano: | C 240-202 Rev. D. |
| – Dibujante: | MTM-fecha. |
| – Calculista: | F. G. C.-firma y fecha. |
| – Jefe de Grupo: | V. G. G.-firma y fecha. |
| – Supervisor: | D. R. P.-firma y fecha. |
| – Escala: | 1:75 área 240. |

- Revisión

  D para aprobación (o la revisión correspondiente).

- Planos de referencia

C 240-201 columnas y placas base.
C 240-203 estructura NTE 6.00 y cubierta.

- Normas estándar

NDCA-054 armaduras y contravientos.
NDCA-057 sistemas de cubierta.

9.2.4 Planos de columnas y placas base

*1. DISPOSICION DEL ARREGLO DEL DIBUJO*

- Este plano debe presentar en forma lógica y secuencial lo siguiente:
  - Planta de localización de columnas.
  - Elevaciones de columnas (tabla).
  - Plantas y secciones de las placas de base.
  - Tabla de secciones de columnas (lista de materiales: opcional).

*2. PLANTA DE LOCALIZACION*

- Todas las columnas perimetrales tienen un paño común.
- Aparece en el extremo superior izquierdo del plano (ver tabla Elevaciones de columnas).
- Todos los ejes están acotados, de acuerdo con los planos de arreglo general, arreglo mecánico, ingeniería básica o arquitectónico.
- En el vértice formado por los ejes Ⓐ/① aparecen las coordenadas norte y este coincidentes con el plano C 240-101 "planta de cimentación", plano de arreglo general o el plano de ingeniería básica.
- Aparecen nomenclaturadas y localizadas todas las columnas y placas base (*K* - *n*, PB-*n*) de acuerdo con los planos de arreglo de equipo, ingeniería básica o arquitectónicos; las columnas de viento están bien apañadas.
- Ninguna columna interfiere con equipos, escaleras, edificios, etc.
- Los detalles de uniones (columnas-trabes o columnas-vigas-contravientos), empalmes de columnas y secciones que no se indican en planta, deben dibujarse en otros planos (C 240-202 "elevaciones de marcos").

*3. TABLA DE ELEVACIONES DE COLUMNAS*

- Esta tabla aparece en el extremo superior izquierdo del plano, cuando se tiene un edificio irregular, con gran diversidad de secciones de columnas, empalmes, placas base y con superficie en planta $\geq 2500\ m^2$.



- Cuando se cumple lo anterior, entonces la *planta de localización* de columnas se coloca en otro lugar estratégico.
- Aquí aparecen los tipos de empalmes y los tipos de columnas no indicadas en planta; no así los detalles de uniones que deben indicarse en otros planos (C 240-202 "elevaciones de marcos").
- Se indican todos los niveles NDE, NEC, N, NTCol., etc.
- Aparecen como base los ejes de marcos transversales.
- Inclusive las columnas secundarias y de viento deben estar indicadas.
- No existen columnas en caja, ni placas base tipo "sandwich".
- El peralte mínimo es de 203 mm y el espesor mínimo de 6 mm (en medios no corrosivos), ver requisitos mínimos en inciso 2.1.1.8.2.7.
- Las columnas de viento son articuladas y su peralte mínimo es de $H/30$ en $H \leq 10000$ ó $H/40$ en $H > 10000$ mm.
- La longitud máxima de columna sin empalme es de 16000 mm.
- Los empalmes se localizan 500 mm arriba del NDT (según detalle AISC).

*4. PLANTAS Y SECCIONES DE LAS PLACAS BASE*

- Los espesores y anclajes mínimos se ajustan a lo siguiente:

| | |
|---|---|
| Columnas articuladas secundarias* | $t$ = 16 mm 2 anclas 16 mm$\phi$. |
| Columnas articuladas principales y de viento | $t$ = 19 mm 2 anclas 19 mm$\phi$. |
| Columnas empotradas secundarias | $t$ = 16 mm 4 anclas 16 mm$\phi$. |
| Columnas empotradas principales** | $t$ = 19 mm 4 anclas 19 mm$\phi$. |

- El espesor máximo de placa es 38 mm.
- Las placas mayores de 600 X 800 $mm^2$ tienen 2 agujeros Adic. de 51$\phi$.
- Inmediatamente después de la placa base en planta, aparece la sección o corte correspondiente de la misma.
- Las dimensiones y localizaciones de placas, agujeros, cartabones, placas o llaves de cortante, etc., están bien definidas.
- Todas las placas tienen indicaciones de espesor, longitud y tipo de soldadura.
- Los agujeros coinciden con la posición de anclas, según plano de dados de cimentación (C 240-103 "dados y anclajes").
- Se indican niveles de desplante y de piso terminado por lo menos en una elevación o corte de placa base.
- Todas las placas base tienen un solo nivel de desplante, salvo en algún caso muy especial, que se requiera nivel diferente en alguna columna

* Equipos hasta 5 Ton.
** Equipos mayores de 5 Ton.

www.elsolucionario.org



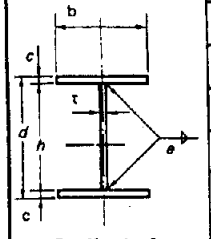
(interferencia con equipo, drenaje, etc.), mismo que deberá ser aprobado por el jefe de grupo.

- Todas las placas base se desplantan 150 mm por lo menos arriba del nivel de piso terminado; ninguna placa base aparece embebida en concreto (debajo del NPT de la losa de piso), salvo cuando el cliente así lo requiera.
- Ninguna placa base interfiere con muros, dalas, trabes, equipos, drenajes, contravientos o puertas de acceso.
- Las llaves o placas de cortante tienen una preparación adecuada para su alojamiento según plano de dados (C 240-105).

## 5. *TABLA DE SECCIONES DE COLUMNAS*

- Esta tabla debe alojar todos los tipos de columnas (procurando que las columnas perimetrales tengan un paño común) y contiene:

**Tabla 9.2.3.4.5a** Tabla de secciones de columnas (valores arbitrarios)



Sección tipo*

| *Tipo* | *Peralte* | *Patines* | | *Alma* | | *Soldadura* | *Peso* | *Observaciones* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | *d* | *b* | *c* | *h* | *t* | *e* | *kg/m* | |
| K-1 | 406 | 305 | 13 | 381 | 6 | 5 | 80.4 | Manual AHMSA |
| K-2 | 406 | 203 | 10 | 387 | 6 | 5 | | Manual Monterrey |
| K-3 | 838 | 406 | 13 | 813 | 10 | 8 | 142.5 | Manual AHMSA |
| K-4 | 500 | 203 | 16 | 468 | 8 | 6 | | Especial |
| | | | | | | | | |
| K-*n* | *305 | 152 | 6 | 292 | 5 | 3 | 26.5 | Manual AHMSA |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

* Por lo menos se deberá ajustar a un máximo de 6 u 8 tipos de columnas, dejando 8 renglones adicionales por expansión.

## 6. *NOTAS, SIMBOLOGIA, ENCABEZADOS, ETC.*

- Notas

  – Dimensiones en milímetros.
  – Coordenadas y niveles en metros (sólo si existen coordenadas).
  – Ver notas generales y simbología en plano No. C 240-201.



  – Ver nomenclatura y localización de columna arriba del nivel 6.15 en plano No. C 240-202 (esta nota sólo se incluirá en caso de que no exista una tabla de elevaciones de columnas).

- Encabezado

  – Título: "columnas y placas base".
  – No. plano: C 240-201 Rev. A.
  – Escala: 1:200.

- Revisión

  A para revisión interna.

- Planos de referencia

  C 240-202 "elevaciones de marcos".
  C 240-203 "estructuración planta NTE 6,000".
  C 240-101 "planta de cimentación".

- Normas estándar

  NDCA-052 anclas, placas base y columnas
  NDCA-060 tolerancias de fabricación y montaje.

### 9.2.5 Planos de elevaciones de marcos

## 1. *DISPOSICION DEL ARREGLO DEL DIBUJO*

- El plano presenta en orden lógico-secuencial lo siguiente:

  – Marcos rígidos, marcos ① al ⑨ dirección norte-sur } En nuestro
  – Marcos flexibles, marcos Ⓐ al Ⓓ dirección este-oeste } ejemplo

## 2. *ELEVACION MARCOS TRANSVERSALES*

- Aparecen todas las estructuras que lo constituyen: columnas, trabes, vigas, monorriel, trabe carril (estos últimos, localizados y dibujados esquemáticamente), armaduras, linternillas, estructuras de soporte de equipo (transportadores), marquesinas, racks adyacentes, etc..
- Ninguna trabe, viga o columna aparece nomenclaturada, a menos que no se indique en los planos correspondientes (C 240-209 "estructura de cubierta", C 240-203 "estructuración planta NTE 6,000", C 240-201 "columnas y placas base"; excepto elementos de armaduras.)

- Todos los detalles de conexiones especiales (empalmes, ménsulas de trabe carril, apoyo monorriel, etc.), tienen una nota de referencia que indica dónde aparecen.
- Exclusivamente aparecen acotados los niveles: NDE, NTE, NHR, etc., mismos que deben coincidir con los planos mecánicos y de ingeniería básica.
- No debe acotarse: distancias entre ejes de columnas, localización de trabes carril, monorrieles, equipos, etc.
- Las vigas, trabes, columnas, monorrieles, trabes-carril etc., y niveles que aparecen indicados en este plano, efectivamente aparecen en las plantas respectivas; en caso contrario, una *nota* debe aclarar en qué ejes sí existen o no dichos elementos o cuál nivel es el correspondiente para determinado marco (lo anterior es típico cuando un mismo dibujo representa a varios marcos).
- La nomenclatura de ejes coincide con los planos civiles, arquitectónicos, mecánicos y de ingeniería básica.
- Los equipos más voluminosos no interfieren con vigas y/o trabes.
- Cuando existen plataformas intermedias entre dos niveles del edificio, el claro mínimo libre de operación es 2100 mm.
- Las columnas de viento no interfieren con equipos o accesos.

## 3. *ELEVACION MARCOS LONGITUDINALES*

- Aparecen todas las estructuras que lo constituyen: columnas, vigas, trabe-carril, marquesinas, racks o estructuras soportes adyacentes, contravientos, armaduras, transportadores, etc.
- Ninguna viga o columna aparece nomenclaturada, a menos que no se indique en otros planos correspondientes (C 240-209, 203, 201, etc.).
- Todos los elementos de armaduras (cuerdas, diagonales y montantes), contravientos, etc.; aparecen indicados y con una nota que relaciona el plano donde se identifica su sección estructural (CV-1, CS-2, D-2, etc.).
- Cuando no se elabora el plano C 240-210 "estructuración de fachadas", por ser una nave industrial relativamente pequeña (500 $m^2$ o menos), la localización de largueros, tensores, etc., debe indicarse en este plano, revisando el procedimiento indicado en 9.2.3.3.
- Todos los cortes y detalles de empalmes, conexiones de contravientos, trabe-carril, monorriel (límites y apoyo), estructuras, armaduras, marquesinas, etc., tienen una nota de referencia que indica dónde aparecen.
- Exclusivamente aparecen acotados los niveles: N, NEC, NIM, NTCol., etc., mismos que deben coincidir con los planos mecánicos y de ingeniería básica.
- No debe acotarse: distancias entre ejes de columnas, localización de trabes-carril, monorrieles, equipo, etc.

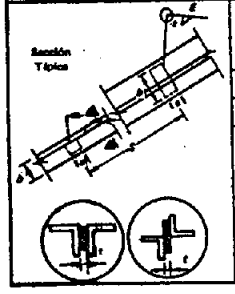


- Las vigas, columnas, monorrieles, trabes-carril, etc., y niveles que aparecen indicados en este plano, efectivamente aparecen en las plantas respectivas; en caso contrario, una nota debe aclarar en qué ejes existen o no dichos elementos o cuál nivel es correspondiente para determinado marco (lo anterior es típico cuando un mismo dibujo representa varios marcos).
- La nomenclatura de ejes coincide con los planos civiles, arquitectónicos, mecánicos y de ingeniería básica.
- Los equipos más voluminosos no interfieren con vigas y/o columnas.
- Cuando existen plataformas intermedias, entre dos niveles del edificio, el claro mínimo libre de operación es de 2100 mm.
- Los contravientos no interfieren con equipos, accesos de camiones, escaleras, ductos, a menos que se indiquen explícitamente como removibles en caso de mantenimiento de equipo.
- La inclinación mínima de los contravientos es de 30°.
- Se limitó a 3 tipos de contravientos como máximo.
- La sección mínima es APS 51 X 6 y sus placas de conexión de 6 mm.
- Las placas separadoras son como mínimo de 6 mm y se Loc. @ 80r o 40r.
- La conexión mínima es mediante 2 tornillos 19$\phi$ ASTM A-325.
- Para la revisión de armaduras, ver lo que a ellas se refiere en los incisos 9.2.2.6 y 9.2.2.7.
- Las columnas de viento deben tener un paño común, con los patines de las columnas de los marcos transversales, de modo que los largueros de fachada queden "apañados"; lo anterior significa que la línea de centros de las columnas de viento generalmente quedará excéntrica con la de las columnas principales de los marcos transversales extremos (checar cimentación C 240-101).

## 4. *TABLA DE CONTRAVIENTOS*

- Esta tabla debe alojar todos los tipos de contravientos y contiene:

Tabla 9.2.3.5.A6 Tabla de secciones de contravientos




| Contravientos | Sección estructural | Placas separadoras a × b × t @ S | Soldadura e | Observaciones |
|---|---|---|---|---|
| CV-IT | -APS 76 × 6 | 65 × 65 × 6 @ 1200 | 5 | |
| CV-2 | -APS 102 × 6 | ——— | — | |
| CV-3C | -APS 102 × 10 | 65 × 130 × 6 @ 900 | 6 | En marcos eje A:1-2 usar 8 a 1500 |
| CV-2C | -APS 76 × 6 | 65 × 65 × 6 @ 600 | 5 | |
| | | | | |
| | | | | |

- Los valores indicados en la tabla son arbitrarios.
- En un solo edificio se procurará tener una variedad de hasta tres (3) tipos de contravientos.
- Cada tabla deberá tener una holgura de tres (3) espacios adicionales.
- En un proyecto de considerable magnitud donde se tengan varias áreas y por consiguiente varios edificios, conviene hacer un plano normalizado que incluya todos los tipos de secciones susceptibles de usar y referir al mismo todos los contravientos.
- Nomenclatura CV-IT: contraviento tipo 1 a tensión.
- La separación máxima es $S = 1500$.

*5. NOTAS, SIMBOLOGIA, ENCABEZADOS, ETC.*

- Notas

  – Dimensiones en milímetros.
  – Niveles en metros.
  – Ver notas generales y simbología en plano No. C 240-201.

- Encabezado

  – Título: "elevaciones de marcos".
  – No. de plano: C 240-202 Revisión A.
  – Escala: 1:75.

- Revisión

  – A para revisión interna

- Planos de referencia

  C 240-201 "columnas y placas base".
  C 240-203 "estructuración planta NTE 6.000".
  C 240-205 "detalles de estructura".
  C 240-210 "estructuración de fachadas".

- Normas estándar

  NDCA-052 anclas, placas base y columnas.
  NDCA-053 secciones y conexiones de vigas y trabes.
  NDCA-054 armaduras y contravientos.
  NDCA-056 trabes-carril y monorrieles.
  NDCC-007 estructuración de muros.



## 9.2.6 Plano de estructuración planta NTE 6.000

*1. DISPOSICION DEL ARREGLO DEL DIBUJO*

- Este plano contiene en orden lógico y secuencial:

  – Planta estructural del nivel que se trate.
  – Detalles típicos de conexiones especiales.
  – Detalles típicos de conectores.
  – Detalles típicos de anclajes de equipo (cuando no existe C 240-208).

*2. PLANTA ESTRUCTURAL*

- Aparece dibujada en el extremo superior izquierdo del plano.
- La nomenclatura de ejes es correcta, y coincide con los planos civiles, arquitectónicos, mecánicos (tuberías) e ingeniería básica.
- Todos los marcos, columnas, ejes vigas y trabes están correctamente localizados y nomenclaturados; el nivel NTE es correcto.
- Se indican posiciones de huecos, de accesos, equipos, tuberías, escaleras, maniobras, etc., así como sus dimensiones y concordancias con los límites de plataformas, rejillas, losas y pisos en general.
- Las vigas intermedias están referidas a un solo eje, es decir, las cotas del entre-eje que las contiene no están cerradas.
- Los monorrieles se indican con línea gruesa interrumpida, con su nomenclatura, localización, límites y referencias a normas o detalles de conexión; se indican trayectorias de barandales (ver notas).
- Las vigas que soportan equipos, apoyos de escaleras, muros, columnas de plataformas, agujeros de anclajes, etc., están bien localizadas.
- Las vigas y trabes que van a diferente nivel que el de la planta estructural (los que soportan rejillas, losas o que por necesidades del proceso en ingeniería básica lo requieren, etc.) están bien localizadas y coinciden con los detalles respectivos.
- El peralte mínimo está basado en la siguiente recomendación:

  – L/23 empotradas, pero no menor de 305 mm.
  – L/23 apoyadas, pero no menor de 152 mm en equipos hasta de 5 Ton y/o 203 mm cuando soportan equipos mayores de 5 Ton.
    L/12 en cantiliver, pero no menor de 305 mm.

- Cuando se requieren perfiles con peralte mayor de 305 mm, no deben usarse perfiles IPR, sino exclusivamente IPC o compuestos por tres (3) placas; no aparecen secciones en caja.
- Los perfiles IPS, CPS, APS, no se emplean como vigas (menos como trabes), su uso se limita a lo siguiente:

www.elsolucionario.org



- Vigueta IPS: monorrieles.
- Canales CPS: escaleras, remates de plataforma hasta 5 Ton, remates de huecos de losas, columnas para soportes de plataformas con equipos de hasta 5 Ton o columnas para soportes de escaleras; estas últimas con alturas hasta 3.00 m; conectores, etc.
- Angulo APS: contravientos, remate en losas para apoyos de rejilla, placas, ménsulas para racks de tuberías, clips para largueros, conectores, etc.

- Cuando una viga o trabe soporta una viga de mayor peralte y el diseño así lo comprueba, por "seguridad psicológica", aquella viga o trabe de peralte menor debe cambiarse por lo menos por una peralte igual (aunque más ligera) que la viga que soporta.
- Cuando una viga o trabe sólo sirva como puntal, deberá observarse lo siguiente:

  - Tener una relación de esbeltez $KL/r \leqslant 200$.
  - En un entrepiso donde el menor peralte es mayor que el mínimo requerido, el puntal deberá tener esta misma sección (con el objeto de distribuir uniformemente el cortante sísmico).

- La nomenclatura de vigas y trabes es la misma en todo el proyecto.
- Ninguna viga o trabe interfiere con equipos, tuberías, espacios libres de operación y mantenimiento.

## 3. *DETALLES DE CONEXIONES ESPECIALES*

- Estos detalles se refieren a conexiones no cubiertas por el plano C 240-204, como son:

  - Conexiones de vigas no ortogonales en planta, o que tienen un cierto grado de inclinación con respecto a los ejes $XY$ en planta (para orientación de ejes, ver incisos 2.2.10).
  - Conexiones de vigas inclinadas que sirven como rampas, o soportes de largueros, en unión de cuerpos de edificios a diferente nivel, etc.; quedan excluidas las conexiones trabe-columna de la cubierta (C 240-204), cuerdas superiores inclinadas de armaduras (C 240-205), alfardas de escaleras (C 240-206 y norma C 200-05.1).
  - Conexiones de vigas con vigas, trabes o columnas, vigas con losas y muros a diferentes niveles, etc.

- Conexiones de vigas no ortogonales.

  - Los puntos de trabajo están localizados en planta.
  - Las vigas están nomenclaturadas.



  - Los agujeros de anclaje están definidos: diámetro, posición, etc., (chéquese cuando el plano C 240-208 no se requiere).
  - Las vigas tienen detallados sus atiesadores: localización (sin interferencias con el equipo, o con el tornillo, se puede atornillar), dimensiones (espesor) y soldadura (tipo y espesor).
  - La conexión viga-trabe/viga/columna está bien detallada: placa (radios de doblez, espesor, dimensiones), soldadura (tipo y espesor) o tornillos (cantidad y diámetro), holguras, etc; la conexión es factible.

- Conexiones de vigas inclinadas.

  - Los puntos de trabajo están localizados en elevación.
  - Las vigas están nomenclaturadas y localizadas en planta.
  - La conexión viga-trabe/viga/columna está bien detallada: placa o ángulos de conexión (dimensiones, no interferencias), soldadura (tipo y espesor) o tornillos (cantidad y diámetro), holguras, etc.; la conexión es factible.

- Conexiones de vigas a diferente nivel.

  - Las vigas están localizadas y nomenclaturadas en planta.
  - Los niveles son correctos, coincidentes con otros planos civiles, arquitectónicos, tuberías, equipo e ingeniería básica.
  - La conexión puede efectuarse y no presenta interferencias.
  - El detalle de la conexión es compuesto en cuanto a dimensiones, soldadura, tornillos, notas de referencia, etc.

## 4. *DETALLES DE CONECTORES*

- Deberá normalizarse el uso de perfiles CPS (canales) y APS (ángulos).
- Deberá indicarse tipo y separación de conectores, refiriendo a la norma C 200-03.2 para los detalles complementarios.
- Con lo anterior se limita el detalle propio del conector.

## 5. *DETALLES DE ANCLAJE DE EQUIPO*

- Sólo es válido si no se dibuja el plano C 240-208.
- Para revisión de este tipo de plano véanse los comentarios indicados en el mismo.

## 6. *NOTAS, SIMBOLOGIA, ENCABEZADOS, ETC.*

- Notas

  - Dimensiones en milímetros.
  - Niveles en metros.

– Ver notas generales en plano No. C 240-201.
– Ver secciones y conexiones de vigas y trabes en plano No. C 240-204.
– Los agujeros de anclaje de equipo serán localizados y perforados contra la presentación del equipo en campo.

- Encabezado

– Título: "estructuración planta NTE 6.000".
– No. de plano: C 240-203 Revisión A.
– Escala: 1:75.

- Revisión

A para revisión interna.

- Planos de referencia

– C 240-204 secciones y conexiones de vigas y trabes.
– C 240-206 escaleras y detalles.
– C 240-208 anclajes de equipo.
– C 240-209 estructura de cubierta.

- Normas estándar

NDCA-053 secciones y conexiones de vigas y trabes.
NDCA-055 sistemas de piso y anclajes de equipo.
NDCA-058 plataformas y barandales.
NDCA-059 escaleras.

### 9.2.7 Plano de secciones y conexiones de vigas y trabes

*1. DISPOSICIÓN DEL ARREGLO DEL DIBUJO*

- Este plano contiene en orden lógico y secuencial, lo siguiente:

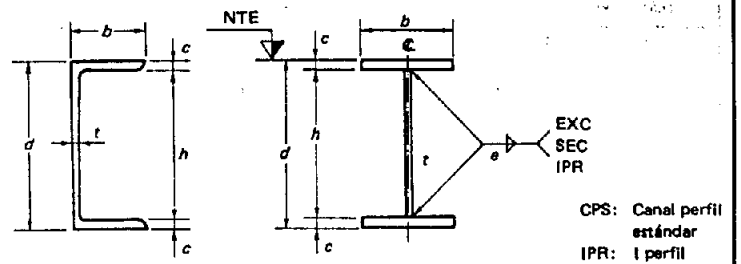
– Tabla de secciones de vigas y trabes.
– Tabla de conexiones de vigas.
– Tabla de conexiones de trabes.
– Detalles de prácticas recomendadas.
– Detalles de conexiones especiales.

*2. TABLA DE SECCIONES DE VIGAS Y TRABES*

- El contenido general aparece en la tabla 9.2.7*a*.
- Todas las vigas y trabes indicadas en las diferentes áreas del proyecto aparecen en este plano, excepto las trabes especiales como trabe carril



**Tabla 9.2.7*a*** Tabla de secciones de vigas y trabes.




Sección CPS

Sección tipo IPR ó IPC

| *Sección tipo* | | *Peralte* | *Patines* | | *Alma* | | *Soldadura* | *Peso* | *Observaciones* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| *Viga* | *trabe* | *d* | *b* | *c* | *h* | *t* | *e* | *kg/m* | |
| V-1 | | 152 | 49 | 9 | 134 | 5 | CPS | 12.20 | |
| V-2 | | 203 | 57 | 10 | 183 | 6 | CPS | 17.11 | |
| V-3 | | 254 | 66 | 11 | 232 | 6 | CPS | 22.76 | |
| V-4 | | 152 | 102 | 7 | 138 | 6 | IPR | 17.90 | |
| V-5 | | 203 | 102 | 7 | 189 | 6 | IPR | 19.40 | |
| V-6 | | 203 | 102 | 8 | 187 | 6 | IPR | 22.40 | |
| V-7 | T-1 | 203 | 133 | 8 | 187 | 6 | IPR | 25.30 | |
| V-8 | T-2 | 203 | 133 | 10 | 183 | 6 | IPR | 29.80 | |
| V-9 | T-3 | 229 | 102 | 6 | 217 | 6 | 5 | 21.20 | |
| V-10 | T-4 | 229 | 102 | 8 | 213 | 6 | 5 | 23.40 | |
| V-11 | T-5 | 229 | 152 | 8 | 213 | 6 | 5 | 29.80 | |
| V-12 | T-6 | 229 | 152 | 10 | 209 | 6 | 5 | 33.50 | |
| V-13 | T-7 | 254 | 102 | 7 | 240 | 6 | IPR | 22.40 | |
| V-14 | T-8 | 254 | 102 | 8 | 238 | 6 | IPR | 25.30 | |
| V-15 | T-9 | 254 | 146 | 10 | 234 | 6 | IPR | 31.30 | |
| V-16 | T-10 | 254 | 146 | 11 | 232 | 6 | IPR | 37.30 | |
| V-17 | T-11 | 254 | 152 | 8 | 238 | 6 | 5 | 31.10 | |

**Tabla 9.2.7*a*** (continuación)

| Sección tipo | | Peralte | Patines | | Alma | | Soldadura | Peso kg/m | Observaciones |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Viga | trabe | d | b | c | h | t | e | | |
| V-18 | T-12 | 254 | 152 | 10 | 234 | 6 | 5 | 34.80 | |
| V-19 | T-13 | 305 | 100 | 6 | 293 | 5 | IPR | 20.90 | |
| V-20 | T-14 | 305 | 102 | 7 | 291 | 6 | IPR | 24.60 | |
| V-21 | T-15 | 305 | 152 | 8 | 289 | 6 | 5 | 33.60 | |
| V-22 | T-16 | 305 | 152 | 10 | 285 | 6 | 5 | 37.30 | |
| V-23 | T-17 | 305 | 203 | 10 | 285 | 6 | 5 | 45.00 | |
| V-24 | T-18 | 305 | 203 | 11 | 283 | 6 | 5 | 49.90 | |
| V-25 | T-19 | 356 | 152 | 8 | 340 | 6 | 5 | 36.20 | |
| V-26 | T-20 | 356 | 152 | 10 | 336 | 6 | 5 | 39.90 | |
| V-27 | T-21 | 356 | 203 | 8 | 340 | 6 | 5 | 42.50 | |
| V-28 | T-22 | 356 | 203 | 10 | 336 | 6 | 5 | 47.50 | |
| V-29 | T-23 | 356 | 203 | 13 | 330 | 6 | 5 | 57.50 | |
| V-30 | T-24 | 356 | 254 | 13 | 330 | 6 | 5 | 67.70 | |
| V-31 | T-25 | 356 | 254 | 16 | 324 | 6 | 5 | 80.20 | |
| V-32 | T-26 | 406 | 203 | 10 | 386 | 6 | 5 | 50.10 | |
| V-33 | T-27 | 406 | 203 | 13 | 380 | 6 | 5 | 60.00 | |
| V-34 | T-28 | 406 | 203 | 16 | 374 | 6 | 5 | 70.00 | |
| V-35 | T-29 | 406 | 305 | 13 | 380 | 6 | 5 | 80.40 | |
| V-36 | T-30 | 406 | 305 | 16 | 374 | 6 | 5 | 95.50 | |
| V-37 | T-31 | 406 | 305 | 19 | 368 | 8 | 6 | 115.00 | |
| V-38 | T-32 | 457 | 203 | 10 | 437 | 6 | 5 | 52.70 | |
| V-39 | T-33 | 457 | 203 | 13 | 431 | 6 | 5 | 62.60 | |
| V-40 | T-34 | 457 | 203 | 16 | 425 | 6 | 5 | 72.60 | |
| V-41 | T-35 | 457 | 305 | 13 | 431 | 6 | 5 | 83.00 | |
| V-42 | T-36 | 457 | 305 | 16 | 425 | 6 | 5 | 98.10 | |



**Tabla 9.2.7*a*** (continuación)

| Sección tipo | | Peralte | Patines | | Alma | | Soldadura | Peso kg/m | Observaciones |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Viga | trabe | d | b | c | h | t | e | | |
| V-43 | T-37 | 457 | 305 | 19 | 419 | 8 | 6 | 118.10 | |
| V-44 | T-38 | 533 | 203 | 10 | 513 | 8 | 6 | 62.60 | |
| V-45 | T-39 | 533 | 203 | 13 | 507 | 8 | 6 | 72.50 | |
| V-46 | T-40 | 533 | 305 | 10 | 513 | 8 | 6 | 77.90 | |
| V-47 | T-41 | 533 | 305 | 13 | 507 | 8 | 6 | 92.90 | |
| V-48 | T-42 | 533 | 305 | 16 | 501 | 8 | 6 | 107.90 | |
| V-49 | T-43 | 610 | 203 | 10 | 590 | 8 | 6 | 67.40 | |
| V-50 | T-44 | 610 | 203 | 13 | 584 | 8 | 6 | 77.20 | |
| V-51 | T-45 | 610 | 305 | 10 | 590 | 8 | 6 | 82.60 | |
| V-52 | T-46 | 610 | 305 | 13 | 584 | 8 | 6 | 97.60 | |
| V-53 | T-47 | 610 | 305 | 16 | 578 | 8 | 6 | 112.60 | |
| V-54 | T-48 | 686 | 203 | 10 | 666 | 8 | 6 | 72.10 | |
| V-55 | T-49 | 686 | 203 | 13 | 660 | 8 | 6 | 82.00 | |
| V-56 | T-50 | 686 | 305 | 10 | 666 | 8 | 6 | 87.40 | |
| V-57 | T-51 | 686 | 305 | 13 | 660 | 8 | 6 | 102.40 | |
| V-58 | T-52 | 686 | 305 | 16 | 654 | 8 | 6 | 117.40 | |
| V-59 | T-53 | 762 | 305 | 10 | 742 | 8 | 6 | 92.10 | |
| V-60 | T-54 | 762 | 305 | 13 | 736 | 8 | 6 | 107.10 | |
| V-61 | T-55 | 762 | 406 | 13 | 736 | 10 | 8 | 136.80 | |
| V-62 | T-56 | 762 | 406 | 16 | 730 | 10 | 8 | 156.90 | |
| V-63 | T-57 | 762 | 406 | 22 | 718 | 10 | 8 | 196.40 | |
| V-64 | T-58 | 838 | 305 | 10 | 818 | 10 | 8 | 107.20 | |
| V-65 | T-59 | 838 | 305 | 13 | 812 | 10 | 8 | 122.20 | |
| V-66 | T-60 | 838 | 406 | 13 | 812 | 10 | 8 | 142.50 | |
| V-67 | T-61 | 838 | 406 | 16 | 806 | 10 | 8 | 162.60 | |

www.elsolucionario.org



**Tabla 9.2.7*a*** (continuación)

| Sección tipo | | Peralte | Patines | | Alma | | Soldadura | Peso kg/m | Observaciones |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Viga | trabe | d | b | c | h | t | e | | |
| V-68 | T-62 | 838 | 406 | 22 | 794 | 10 | 8 | 202.10 | |
| V-69 | T-63 | 1067 | 406 | 16 | 1035 | 11 | 8 | 192.90 | |
| V-70 | T-64 | 1067 | 406 | 19 | 1029 | 11 | 8 | 212.80 | |
| V-71 | T-65 | 1067 | 406 | 25 | 1017 | 11 | 8 | 252.20 | |

(C 240-207), trabe especial soporte de largueros (C 240-202), monorrieles (C 240-205), etc.

- Se procuró utilizar un mismo tipo de nomenclatura para un mismo tipo de viga o trabe en todo el proyecto; esto es, la viga V-2 del área 240 es igual a cualquier viga V-2 de cualquier nivel de cualquier área y tiene una misma sección (203 CPS 17.11 por ejemplo).
- Se consultó con el jefe de grupo lo siguiente:

  – Se limitó a un número máximo de 20 tipos de secciones de vigas y trabes en todo el proyecto.
  – La selección previa de dichos tipos de secciones.
  – La posible modificación, adaptación o ampliación de la tabla mencionada 9.2.7*a*, según la aplicación de los manuales AISC, AHMSA o Monterrey, la sustitución de perfiles IPR a perfiles compuestos por tres placas soldadas, según necesidades de diseño.

- Las vigas y trabes indicadas en cada planta, de cualquier área, de todo el proyecto, corresponden y se indican en esta tabla.

## 3. *TABLA DE CONEXIONES DE VIGAS*

- Se eligió y quedó establecido de antemano que las vigas serían unidas como construcciones tipo 2, según el procedimiento siguiente:

  I) Soldadas en taller y soldadas en campo (caso común).
  II) Soldadas en taller y atornilladas en campo (caso usual).
  III) Atornilladas en taller y atornilladas en campo (nuestro caso).

- En caso de elegirse el procedimiento número (I), la tabla deberá contener lo siguiente:



  – Un croquis del tipo de la junta indicando:

    *a*) Angulo saliente y ángulo conectado.
    *b*) Clips de conexión, su localización y holgura.
    *c*) Señalamiento de soldaduras en taller y en campo.

  – La tabla propiamente dicha, indicando:

    *a*) Dimensiones del clip (ancho, espesor y longitud).
    *b*) Espesores de soldadura de taller y campo.
    *c*) Tipo de viga, perfil correspondiente y observaciones.

- En caso de elegirse el procedimiento número (II), la tabla deberá contener lo siguiente:

  – Un croquis del tipo de la junta indicando:

    *a*) Angulo saliente y ángulo conectado.
    *b*) Clips de conexión, su localización y holgura.
    *c*) Señalamiento de soldaduras en taller.
    *d*) Indicación y localización de tornillos de campo.

  – La tabla propiamente dicha, indicando:

    *a*) Dimensiones del clip (ancho, espesor y longitud).
    *b*) Espesores de soldaduras de taller.
    *c*) Número y diámetro de tornillos de campo.
    *d*) Tipo de viga, perfil correspondiente y observaciones.

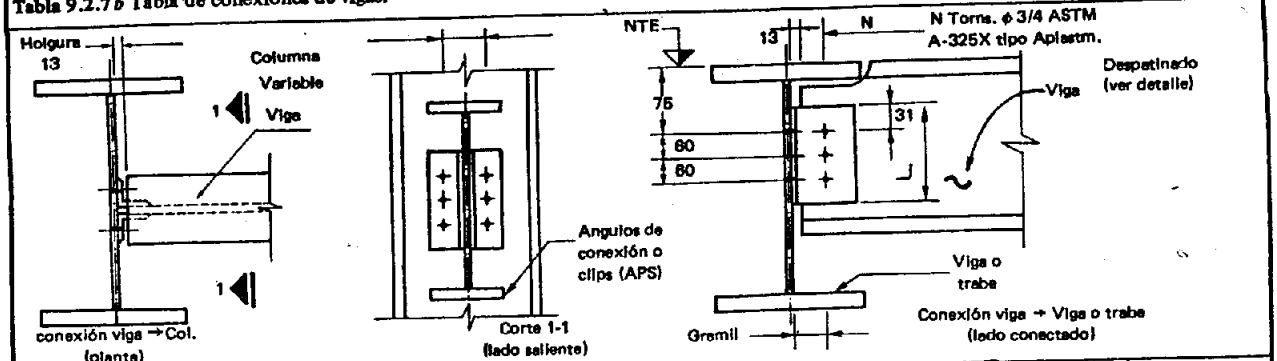
- En caso de elegirse el procedimiento número (III), la tabla deberá contener lo que corresponda según el caso indicado en los puntos anteriores.
- La tabla debe indicar la capacidad resistente de soldadura, clips y tornillos.
- Véase para nuestro ejemplo la tabla 9.2.7*b*.

## 4. *TABLA DE CONEXIONES DE TRABES*

- Se eligió y quedó establecido de antemano que las trabes serían unidas como construcciones tipo 1, según el procedimiento siguiente:

  I) Soldadas en taller y soldadas y/o atornilladas en campo (nuestro caso).
  II) Soldadas en taller y atornilladas en campo (caso común).
  III) Atornilladas en taller y atornilladas en campo (caso en desuso).

**Tabla 9.2.7.b** Tabla de conexiones de vigas.




| *Viga tipo* | *Sección de la viga* | | | *Cortante actuante Va ton* | *No. de tornillos N* | *Cortante Resist. Vr ton* | *Clips (APS)* | *Observaciones* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | *peralte* | *ancho* | *peso* | | | | *Ancho X Esp. X Long* | |
| V-1 | 152 | 49 | 12.2 | 6.66 | 1 | 4.93 | 76 X 8 X 62 | |
| V-2 | 203 | 57 | 17.11 | 9.77 | 2 | 10.86 | 76 X 8 X 122 | |
| V-3 | 254 | 66 | 22.76 | 13.33 | 3 | 17.77 | 76 X 8 X 182 | |
| V-4 | 152 | 102 | 17.9 | 7.58 | 1 | 5.63 | 76 X 8 X 62 | |
| V-5, V-7 | 203 | Var. | Var. | 10.13 | 2 | 11.26 | 76 X 8 X 122 | |
| V-6 | 203 | 102 | 22.4 | 10.99 | 2 | 12.04 | 76 X 8 X 122 | |

**Tabla 9.2.7.b** (Continuación)

| *Viga tipo* | *Sección de la viga* | | | *Cortante Resist. Va Tons* | *No. de Torns. N* | *Cortante actuante Vr Tons* | *Clips (APS)* | *Observaciones* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | *peralte* | *ancho* | *Peso* | | | | *Ancho X Esp. X Long* | |
| V-8 | 203 | 133 | 29.8 | 11.16 | 2 | 12.23 | 76 X 8 X 122 | |
| V-9 a V-12 | 229 | Var. | Var. | 12.55 | 2 | 12.43 | 76 X 8 X 122 | |
| V-13 | 254 | 102 | 22.4 | 12.67 | 3 | 16.90 | 76 X 8 X 182 | |
| V-14 | 254 | 102 | 25.3 | 13.49 | 3 | 17.77 | 76 X 8 X 182 | |
| V-15 | 254 | 146 | 31.3 | 13.17 | 3 | 17.77 | 76 X 8 X 182 | |
| V-16 | 254 | 146 | 37.3 | 14.09 | 3 | 18.64 | 76 X 8 X 182 | |
| V-17, V-18 | 254 | 152 | Var. | 13.98 | 3 | 18.64 | 76 X 8 X 182 | |
| V-19 | 305 | 100 | 20.9 | 13.25 | 3 | 14.86 | 76 X 8 X 182 | |
| V-20 | 305 | 102 | 24.6 | 15.22 | 3 | 16.90 | 76 X 8 X 182 | |
| V-21 a V-24 | 305 | Var. | Var. | 16.79 | 3 | 18.64 | 76 X 8 X 182 | |
| V-25 a V-31 | 356 | Var. | Var. | 19.60 | 4 | 24.86 | 76 X 8 X 242 | |
| V-32 a V-36 | 406 | Var. | Var. | 22.35 | 4 | 24.86 | 102 X 8 X 242 | |
| V-37 | 406 | Var. | 115.0 | 27.59 | 4 | 30.68 | 102 X 8 X 242 | |
| V-38 a V-42 | 457 | Var. | Var. | 25.16 | 5 | 31.07 | 102 X 8 X 302 | |

**Tabla 9.2.7*b*** (continuación)

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| V-43 | 457 | 305 | 118.1 | 31.06 | 5 | 38.36 | 102 X 8 X 302 | |
| V-44 a V-48 | 533 | Var. | Var. | 36.22 | 5 | 38.36 | 102 X 8 X 302 | |
| V-49 a V-53 | 610 | Var. | Var. | 41.45 | 6 | 46.03 | 102 X 8 X 362 | |
| V-54 a V-58 | 686 | Var. | Var. | 46.62 | 7 | 53.70 | 102 X 8 X 422 | |
| V-59 a V-60 | 762 | 305 | Var. | 51.78 | 7 | 53.70 | 102 X 8 X 422 | |
| V-61 a V-63 | 762 | 406 | Var. | 62.27 | 9 | 69.37 | 102 X 8 X 542 | |
| V-64 a V-68 | 838 | Var. | Var. | 68.48 | 9 | 69.37 | 102 X 8 X 542 | |
| V-69 a V-71 | 1067 | 406 | Var. | 101.88 | 12 | 110.99 | 152 X 10 X 722 | |





- En caso de elegirse el procedimiento número (I), la tabla deberá contener lo siguiente:

  – Un croquis del tipo de la junta, indicando:

  *a*) Placas de conexión, indicación de localizaciones, dimensiones y holgura.
  *b*) Señalamiento de soldaduras de taller y campo.
  *c*) Placas atiesadoras, localización, espesores y soldadura.
  *d*) Indicación y localización de tornillos.

  – La tabla propiamente dicha, indicando:

  *a*) Tipo de trabe y perfil correspondiente.
  *b*) Dimensiones de placas de conexión (ancho, espesor y longitud).
  *c*) Espesores de soldadura de taller y campo.
  *d*) Número y diámetro de tornillos.

- En caso de elegirse los procedimientos números (II) y (III), la tabla deberá contener lo que corresponda según el caso indicado en el punto anterior.
- La tabla debe indicar la capacidad resistente de soldadura, placas y tornillos.
- Véase para nuestro ejemplo la tabla 9.2.7*d*.

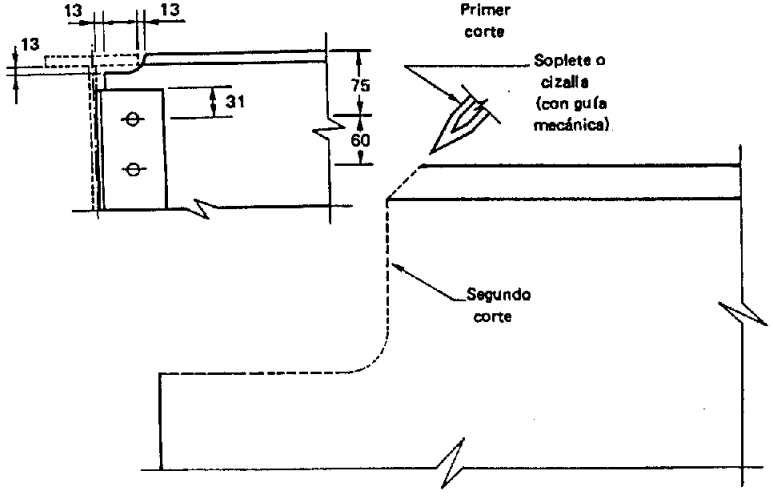
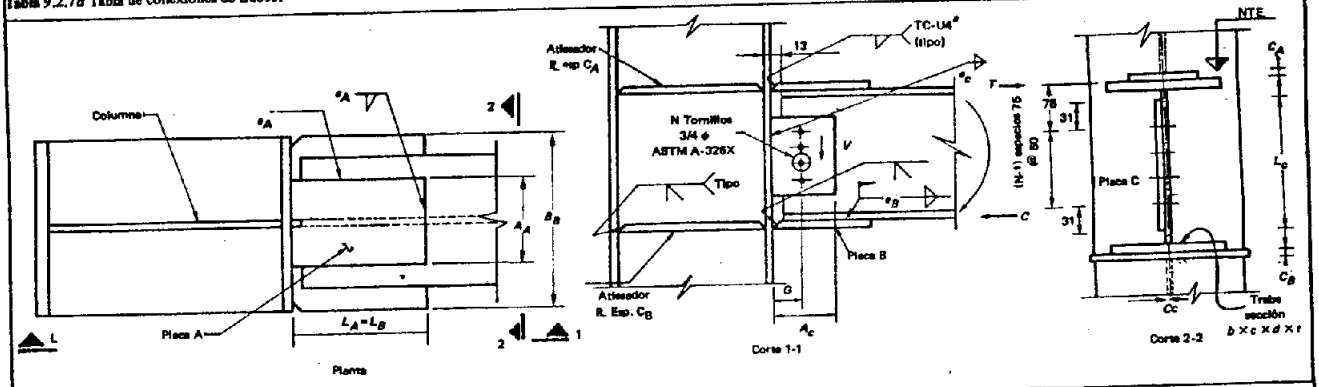



Figura 9.2.7*c* Detalles especiales de taller: holguras, cortes y arreglos.

**Tabla 9.2.7*d*** Tabla de conexiones de trabes.




| Trabe tipo | Máxima fuerza actuante Compr. o Tens. C = T Ton | Placa A | | | | | Placa B | | | | | Máxima fuerza cortante actuante Ton | Placa C | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Ancho $A_A$ | Esp. $C_A$ | Long. $L_A$ | Sold. $e_A$ | Mínima fuerza resistente Ton | Ancho $A_B$ | Esp. $C_B$ | Long. $L_B$ | Esp. $e_B$ | Mínima fuerza resistente Ton | | Ancho $A_C$ | Esp. $C_C$ | Long. $L_C$ | Sold. $e_C$ | Gramil G | Número de Torns. N | Mínima fuerza cortante Resist. Ton |
| T-1 | 14.38 | 120 | 8 | 200 | 3 | 14.46 | 146 | 6 | 200 | 5 | 15.19 | 10.13 | 76 | 8 | 122 | 5 | 45 | 2 | |
| T-2 | 16.90 | 120 | 10 | 200 | 5 | | 146 | 8 | 200 | 5 | | 10.28 | 76 | 8 | 122 | 5 | 45 | 2 | |
| T-3 | | 90 | | 200 | 3 | | 116 | 8 | 200 | 3 | | | 76 | 10 | 122 | 6 | 45 | 2 | |
| T-4 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-6 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |



**Tabla 9.2.7*d*** (Continuación)

| Trabe tipo | Máxima fuerza actuante Compr. o Tens. C = T Ton | Placa A | | | | | Placa B | | | | | Máxima fuerza cortante actuante Ton | Placa C | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Ancho $A_A$ | Esp. $C_A$ | Long. $L_A$ | Sold. $e_A$ | Mínima fuerza resistente Ton | Ancho $A_B$ | Esp. $C_B$ | Long. $L_B$ | Esp. $e_B$ | Mínima fuerza resistente Ton | | Ancho $A_C$ | Esp. $C_C$ | Long. $L_C$ | Sold. $e_C$ | Gramil G | Número de Torns. N | Mínima fuerza cortante Resist. Ton |
| T-7 | 11.16 | 90 | 8 | 200 | 3 | | 116 | 6 | 200 | 3 | | 12.67 | 76 | 8 | 182 | 5 | 45 | 3 | |
| T-8 | 13.10 | 90 | 10 | 200 | 3 | | 116 | 8 | 200 | 5 | | 13.49 | 76 | 8 | 182 | 5 | 45 | 3 | |
| T-9 | 17.78 | 134 | 10 | 200 | 5 | | 160 | 8 | 200 | 6 | | 13.17 | 76 | 8 | 182 | 5 | 45 | 3 | |
| T-10 | 21.53 | 134 | 11 | 200 | 5 | | 160 | 10 | 200 | 6 | | 14.09 | 76 | 8 | 182 | 5 | 45 | 3 | |
| T-11 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-12 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-13 | 10.03 | 90 | 8 | 300 | 3 | | 116 | 6 | 300 | 3 | | 13.25 | 76 | 8 | 182 | 5 | 45 | 3 | |
| T-14 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-15 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-16 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-17 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-18 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-19 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-20 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-21 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-22 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

www.elsolucionario.org

**Tabla 9.2.7d** (Continuación)

| Trabe tipo | Máxima fuerza actuante Compr. o Tens. C = T Ton | Placa A | | | | | Placa B | | | | | Máxima fuerza cortante actuante Ton | Placa C | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Ancho $A_A$ | Esp. $C_A$ | Long. $L_A$ | Sold. $e_A$ | Mínima fuerza resistente Ton | Ancho $A_B$ | Esp. $C_B$ | Long. $L_B$ | Esp. $e_B$ | Mínima fuerza resistente Ton | | Ancho $A_C$ | Esp. $C_C$ | Long. $L_C$ | Sold. $e_C$ | Gramil G | Número de Torns. N | Mínima fuerza cortante Resist. Ton |
| T-23 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-24 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-25 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-26 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-27 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-28 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-29 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-30 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-31 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-32 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-33 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-34 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-35 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-36 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-37 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-38 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

**Tabla 9.2.7d** (Continuación)

| Trabe tipo | Máxima fuerza actuante Compr. o Tens. C = T Ton | Placa A | | | | | Placa B | | | | | Máxima fuerza cortante actuante Ton | Placa C | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Ancho $A_A$ | Esp. $C_A$ | Long. $L_A$ | Sold. $e_A$ | Mínima fuerza resistente Ton | Ancho $A_B$ | Esp. $C_B$ | Long. $L_B$ | Esp. $e_B$ | Mínima fuerza resistente Ton | | Ancho $A_C$ | Esp. $C_C$ | Long. $L_C$ | Sold. $e_C$ | Gramil G | Número de Torns. N | Mínima fuerza cortante Resist. Ton |
| T-39 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-40 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-41 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-42 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-43 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-44 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-46 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-47 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-48 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-49 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-50 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-51 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-52 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-53 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-54 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Tabla 9.2.7d (continuación)

| Trabe tipo | Máxima fuerza actuante Compr. o Tens. C = T Ton | Placa A | | | | | | Placa B | | | | | | Máxima fuerza cortante actuante Ton | Placa C | | | | | | | Mínima fuerza cortante Resist. Ton |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Ancho $A_A$ | Esp. $C_A$ | Long. $L_A$ | Sold. $e_A$ | Mínima fuerza resistente Ton | | Ancho $A_B$ | Esp. $C_B$ | Long. $L_B$ | Esp. $e_B$ | Mínima fuerza resistente Ton | | | Ancho $A_C$ | Esp. $C_C$ | Long. $L_C$ | Sold. $e_c$ | Gramil G | Número de Tons. N | | |
| T-55 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-56 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-57 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-58 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-59 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-60 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-61 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-62 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-63 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-64 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-65 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |





## 5. *NOTAS, SIMBOLOGIA, ENCABEZADO, REFERENCIAS, ETC.*

- Notas

  – Dimensiones en milímetros.
  – Niveles en metros.
  – Ver notas generales y simbología en plano No. C 240-201.
  – Todas las conexiones serán a base de agujeros de 21$\phi$, para tornillos de 19$\phi$ ASTM A-325 X tipo aplastamiento.
  – Las placas atiesadoras tendrán el mismo espesor que el mayor de los de las placas de conexiones que coincidan en una columna; el espesor mínimo será de 10 mm.

- Encabezado

  – Título: "secciones y conexiones de vigas y trabes".
  – No.: C 240-204 Rev. B.
  – Escala: 1:20.

- Revisión

  – B: para revisión cruzada.

- Planos de referencia

  – C 240-201 columnas y placas base.
  – C 240-202 elevaciones y fachadas de marcos.
  – C 240-203 estructura NTE 6.000 y cubierta.

- Normas estándar

  NDCA-053 secciones y conexiones de vigas y trabes.
  NDCA-055 sistemas de piso y anclajes de equipo.
  NDCA-060 tolerancias de fabricación y montaje.

### 9.2.8 Plano de detalles de estructura

## 1. *DISPOSICION DEL ARREGLO DEL DIBUJO*

- Este plano debe presentar en forma lógica y secuencial los cortes y detalles que se obtienen de los dibujos de plantas (C 240-203) y elevaciones de estructura (C.240-202).

www.elsolucionario.org



## 2. CORTES Y DETALLES EN PLANTA

- Unión columna-trabe-contraviento-viga (puntal)

*a*) Aparecen nomenclaturados los elementos concurrentes.
*b*) Se localizan los puntos de trabajo (P. T.).
*c*) Se indican espesores de placas (tapa, atiesadoras y de conexión).
*d*) Se dimensionan y localizan las placas separadoras del contraventeo (por lo menos en un solo detalle en planta, y en los demás, sólo aparecen indicativamente).
*e*) En conexiones soldadas aparecen los tipos de preparaciones (bisel, ranura, tope, tapón, etc.), espesores y longitudes (filete), así como lugar de aplicación de la soldadura (taller o campo).
*f*) En conexiones atornilladas se indican los tornillos requeridos.
*g*) La conexión puede construirse y no tiene interferencias.
*h*) Para aclarar el detalle, se obtiene un corte y aparece dibujado inmediatamente adjunto al detalle que lo originó.
*j*) No se indican los largueros.
*k*) Puesto que las líneas de intersección de trabe y contraviento con la columna son inclinadas y la de viga con la columna es horizontal, la placa de conexión está ligada exclusivamente a la trabe y la tapa de columna o a la viga, pero no a ambas, evitando así problemas para el montaje.

- Unión trabe-contraviento-viga (puntal)

*a*) Idem.
*b*) Idem.
*c*) Idem (excepto tapa).
*d*) Las placas separadoras aparecen indicativamente.
*e*) Idem.
*f*) Idem.
*g*) Idem.
*h*) Idem (en marcos extremos se selecciona la unión de la columna de viento).
*j*) Idem.
*k*) La placa de conexión está unida exclusivamente a la trabe o a la viga, pero no a ambas (preferentemente a las trabes).
*l*) La posición de los contravientos es consistente en todos los detalles y éstos no interfieren con los largueros.

- Intersección de contravientos

*a*) Idem. (. . . y son iguales).
*b*) Idem.



*c*) Idem (excepto tapa y atiesadores).
*d*) Las placas separadoras aparecen indicativamente.
*e*) Idem.
*f*) Idem.
*g*) Idem.
*h*) Este detalle no requiere un corte adicional para aclaración.
*i*) Idem.
*j*) La placa de conexión está bien detallada.
*k*) Idem.
*l*) No se detallan empalmes.
*m*) Los contravientos no soportan ningún accesorio o equipo.
*n*) Sólo aparece un detalle típico de intersección de contraviento.

## 3. CORTES Y DETALLES EN ELEVACION

- Unión columna-contraviento-viga

*a*) Aparecen nomenclaturados los elementos concurrentes.
*b*) Se localizan los puntos de trabajo (P. T.).
*c*) Se indican espesores de placas (tapa, atiesadoras y de conexiones).
*d*) Se dimensionan y localizan las placas separadoras del contraventeo (por lo menos en este detalle).
*e*) En conexiones soldadas aparecen los tipos de preparaciones (bisel, ranura, tope, tapón, etc.), espesores y longitudes (filete), así como lugar de aplicación de la soldadura (taller o campo).
*f*) En conexiones atornilladas se indican los tornillos requeridos.
*g*) La conexión puede construirse y no tiene interferencias.
*h*) Para aclarar el detalle, se obtiene un corte y aparece dibujado inmediatamente adjunto al detalle que lo originó.
*j*) No se indican los largueros.
*k*) La placa de conexión del contraviento, así como las placas atiesadoras no rigidizan la unión diseñada como construcción tipo 2.
*l*) En uniones con la placa de base, no hay interferencias que causen problemas de montaje.

## 4. TABLAS

En caso de que quiera dibujarse en forma tabular las conexiones en planta y elevación, por ser un número considerable de ellas, se recomienda seguir el procedimiento indicado en 9.3.5 (4).

## 2. CORTES Y DETALLES EN PLANTA

- Unión columna-trabe-contraviento-viga (puntal)

*a*) Aparecen nomenclaturados los elementos concurrentes.
*b*) Se localizan los puntos de trabajo (P. T.).
*c*) Se indican espesores de placas (tapa, atiesadoras y de conexión).
*d*) Se dimensionan y localizan las placas separadoras del contraventeo (por lo menos en un solo detalle en planta, y en los demás, sólo aparecen indicativamente).
*e*) En conexiones soldadas aparecen los tipos de preparaciones (bisel, ranura, tope, tapón, etc.), espesores y longitudes (filete), así como lugar de aplicación de la soldadura (taller o campo).
*f*) En conexiones atornilladas se indican los tornillos requeridos.
*g*) La conexión puede construirse y no tiene interferencias.
*h*) Para aclarar el detalle, se obtiene un corte y aparece dibujado inmediatamente adjunto al detalle que lo originó.
*j*) No se indican los largueros.
*k*) Puesto que las líneas de intersección de trabe y contraviento con la columna son inclinadas y la de viga con la columna es horizontal, la placa de conexión está ligada exclusivamente a la trabe y la tapa de columna o a la viga, pero no a ambas, evitando así problemas para el montaje.

- Unión trabe-contraviento-viga (puntal)

*a*) Idem.
*b*) Idem.
*c*) Idem (excepto tapa).
*d*) Las placas separadoras aparecen indicativamente.
*e*) Idem.
*f*) Idem.
*g*) Idem.
*h*) Idem (en marcos extremos se selecciona la unión de la columna de viento).
*j*) Idem.
*k*) La placa de conexión está unida exclusivamente a la trabe o a la viga, pero no a ambas (preferentemente a las trabes).
*l*) La posición de los contravientos es consistente en todos los detalles y éstos no interfieren con los largueros.

- Intersección de contravientos

*a*) Idem. (. . . y son iguales).
*b*) Idem.



*c*) Idem (excepto tapa y atiesadores).
*d*) Las placas separadoras aparecen indicativamente.
*e*) Idem.
*f*) Idem.
*g*) Idem.
*h*) Este detalle no requiere un corte adicional para aclaración.
*i*) Idem.
*j*) La placa de conexión está bien detallada.
*k*) Idem.
*l*) No se detallan empalmes.
*m*) Los contravientos no soportan ningún accesorio o equipo.
*n*) Sólo aparece un detalle típico de intersección de contraviento.

## 3. CORTES Y DETALLES EN ELEVACION

- Unión columna-contraviento-viga

*a*) Aparecen nomenclaturados los elementos concurrentes.
*b*) Se localizan los puntos de trabajo (P. T.).
*c*) Se indican espesores de placas (tapa, atiesadoras y de conexiones).
*d*) Se dimensionan y localizan las placas separadoras del contraventeo (por lo menos en este detalle).
*e*) En conexiones soldadas aparecen los tipos de preparaciones (bisel, ranura, tope, tapón, etc.), espesores y longitudes (filete), así como lugar de aplicación de la soldadura (taller o campo).
*f*) En conexiones atornilladas se indican los tornillos requeridos.
*g*) La conexión puede construirse y no tiene interferencias.
*h*) Para aclarar el detalle, se obtiene un corte y aparece dibujado inmediatamente adjunto al detalle que lo originó.
*j*) No se indican los largueros.
*k*) La placa de conexión del contraviento, así como las placas atiesadoras no rigidizan la unión diseñada como construcción tipo 2.
*l*) En uniones con la placa de base, no hay interferencias que causen problemas de montaje.

## 4. TABLAS

En caso de que quiera dibujarse en forma tabular las conexiones en planta y elevación, por ser un número considerable de ellas, se recomienda seguir el procedimiento indicado en 9.3.5 (4).

*5. NOTAS, SIMBOLOGIA, ENCABEZADO, REFERENCIAS y NORMAS*

- Notas

  – Dimensiones en milímetros.
  – Niveles en metros.
  – Ver notas generales y simbología en plano C 240-201.
  – Todas las conexiones atornilladas serán a base de agujeros de 21$\phi$ para tornillos de 19$\phi$ ASTM A-325 X tipo aplastamiento.
  – Todas las conexiones soldadas serán a base de electrodos E-60XX (taller) y E-70XX (campo).
  – Las placas atiesadoras tendrán un espesor mínimo de 10 mm.

- Encabezado

  – Título: "detalles de estructura"
  – No.: C 240-205.
  – Escala: 1:20.
  – Revisión A: para chequeo del calculista.

- Planos de referencia

  – C 240-202 "elevaciones y fachadas de marcos".
  – C 240-203 "estructura NTE 6.000 y cubierta".

- Normas estándar

  – NDCA-052 anclas, placas base y columnas.
  – NDCA-054 armaduras y contravientos.

### 9.2.9 Plano de escaleras, barandales y plataformas

*1. DISPOSICION DEL ARREGLO DEL DIBUJO*

- Este plano debe presentar en forma lógica y secuencial todas y cada una de las escaleras, sus elevaciones, detalles de barandales y los pequeños descansos y plataformas que las ligan a los pisos terminados del edificio.

*2. PLANTAS*

- Aparecen todos los niveles en planta de todas las escaleras.
- La localización de la escalera está bien definida.



- Se indican y nomenclaturan las columnas adicionales de soporte orientadas sus almas perpendicularmente a las alfardas.
- Aparecen las interconexiones con pisos y plataformas intermedias mediante vigas adicionales.
- Las huellas están bien dimensionadas y acotadas.
- Se indica posición y límites de barandales.
- Se indican los detalles de uniones, arranques, etc.
- Se indica la dirección de carga de la rejilla.
- Se indica la posición de las alfardas y su nomenclatura.
- Los espacios entre rampas son suficientes y no causan problemas con los barandales, pasamanos y conexiones.

*3. ELEVACIONES*

- Aparecen todos los niveles de todas las escaleras.
- Los peraltes están bien dimensionados y acotados; todos los peraltes son iguales.
- Las acotaciones están referidas a puntos de trabajo y niveles NPT.
- Se indica posición, límites y tipos de barandales.
- Se indican los detalles de uniones, arranques, etc.
- La altura libre es suficiente para permitir el paso de las personas.
- Se indica posición y nomenclaturas de alfardas y escalones.
- Las tuberías no interfieren, ni se utilizan como pasamanos.
- Se detallan las placas base de las columnas adicionales.
- Se indican y nomenclaturan vigas y columnas adicionales.
- No interfieren con accesos y ventanales.

www.elsolucionario.org

# 10 Administración de ingeniería

*Se describe la experiencia, conocimientos y características de los ingenieros calculistas para asumir puestos de responsabilidad. Organización y elaboración de estimados de dibujos, y programas de ingeniería.*

## 10.1 PERFIL DE PUESTOS

### 10.1.1 Propósito

El perfil de puestos tiene como objetivo la selección adecuada del personal de trabajo de acuerdo a su experiencia, conocimientos y relaciones humanas, para ocupar puestos de responsabilidad.

Adicionalmente se persigue que el personal idóneo sirva de motivación para aumentar la productividad de la ingeniería de detalle en el proyecto o área respectiva.

### 10.1.2 Alcance

- El aspirante a un puesto de responsabilidad deberá ser seleccionado si cumple los requisitos de evaluación por:
  - Experiencia: mediante la presentación del currículum que avale su preparación profesional, título, prácticas, cursos, estudios, etc.
  - Conocimiento: mediante la aprobación de un examen basado en los aspectos técnicos que el cargo requiere.
  - Relaciones humanas: mediante la evaluación efectuada por un entrevistador sobre los aspectos de mando, organización, administración y responsabilidad.
- La convocatoria para presentación de currículums, exámenes y entrevistas debe ser coordinada por el Departamento Civil.
- Queda estrictamente prohibida la asignación de puestos de responsabilidad al ingeniero que no cumpla con alguno de los requisitos mencionados.
- Queda estrictamente prohibida la participación a ocupar una plaza de responsabilidad si no se ha ocupado una similar semejante durante un período mínimo de 6 meses.
- Los cargos de responsabilidad se limitan a clasificar a los ingenieros en 3 grupos: calculistas (C, B y A), jefes de grupo y jefes de sección o supervisores.
- Podrán participar a la convocatoria respectiva todos los ingenieros del Departamento Civil incluyendo los pasantes de dicha carrera.

### 10.1.3 Evaluación por experiencia

| | |
|---|---|
| • Título de cualquier escuela de ingeniería. | 5 puntos |
| • Por cada año de haber egresado de la escuela | 2 puntos |
| • Por cada proyecto en que se haya colaborado* | 1 punto |
| • Por cada área de participación práctica† | 3 puntos |

* Con un tiempo mínimo de participación de 6 meses.

† Se clasifican 4 áreas como máximo: estructuras metálicas, estructuras de concreto, obras hidráulicas (presas, vertedores, agua potable, alcantarillado, sistema de enfriamiento, etc.) y vías terrestres (caminos, calles, puentes, helipuertos, etc.).

- Por un título de maestría o doctorado en su carrera 3 puntos
- Por cada curso recibido (mínimo de 40 horas) 1 punto
- Por cada curso impartido (mínimo de 40 horas) 1 punto
- Por cada semestre impartido en escuela de ingeniería‡ 1 punto
- Por cada idioma aplicable en su carrera 2 puntos

### 10.1.4 Evaluación por conocimientos

- Deberá contener las preguntas enumeradas a continuación:

| *Area* | *Ingeniero C* | *Ingeniero B* | *Ingeniero A* | *Ingeniero Jefe gpo.* | *Ingeniero supervisor* |
|---|---|---|---|---|---|
| Estructuras metálicas | 2 | 3 | 4 | 6 | 7 |
| Estructuras de concreto | 1 | 3 | 5 | 6 | 6 |
| Obras hidráulicas | 1 | 2 | 3 | 4 | 6 |
| Vías terrestres | 1 | 2 | 3 | 4 | 6 |
| Totales | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 |

- Características de las preguntas para ingeniero C

  – Conocimiento de lenguajes de computadora (BASIC, FORTRAN).
  – Diseño elástico de miembros aislados de concreto (zapatas aisladas sujetas a carga axial y vigas sujetas a flexión).
  – Idem plástico.
  – Preparación de detalles para dibujo del diseño anterior.
  – Diseño elástico de miembros aislados de acero (trabes y vigas sujetas a flexión).
  – Preparación de detalles para dibujo del diseño anterior.
  – Conocimiento de la teoría para el diseño de drenajes.
  – Conocimiento de la teoría para el diseño de caminos.
  – Conocimiento de las especificaciones del proyecto.

‡ Sólo aplicable a ingenieros cuya experiencia ha sido exclusivamente dar clases; los ingenieros que se han dedicado a su profesión y sólo en tiempos disponibles han dado clases, deben excluirse de acumular puntos por este concepto.



- Características de las preguntas para ingeniero B

  – Lo indicado para ingenieros C.
  – Conocimiento detallado de los procedimientos de dibujo, cálculo, especificaciones y criterios de diseño.
  – Análisis y diseño de edificios de concreto a base de muros de carga.
  – Análisis y diseño de edificios de concreto hasta 3 niveles.
  – Diseño elástico de columnas de concreto.
  – Idem diseño plástico.
  – Análisis y diseño de equipo estático.
  – Análisis y diseño de fosas y tanques de almacenamiento.
  – Análisis y diseño de carcamos de bombeo.
  – Análisis y diseño de drenajes.
  – Análisis y diseño de espuelas y caminos.
  – Análisis y diseño de muros de contención.
  – Análisis y diseño de soportes metálicos para tuberías.
  – Construcción de algoritmos y diagramas de flujo para programas de computadora de las áreas especificadas.
  – Preparación de los detalles para dibujo-construcción de los diseños mencionados.

- Características de las preguntas para ingeniero A

  – Lo indicado para ingenieros B.
  – Conocer y aplicar los programas para computadoras existentes en la empresa.
  – Interpretación correcta de:

    Códigos RCDF, MOCCFE, ACI, AISC, ASTM, AWS, AISI, etc.
    Especificaciones y criterios de diseño del proyecto.
    Elementos mecánicos para diseño.
    Condiciones y combinaciones de carga.
    Los conceptos pandeo, esbeltez y arriostramiento.

  – Análisis y diseño de sistemas de enfriamiento.
  – Análisis y diseño de estructuras principales de concreto.
  – Idem de acero.
  – Conceptos básicos para el siseño de estructuras especiales: chimeneas, pedestales, reactores, muelles, etc.
  – Especificaciones para concursos de obras civiles.
  – Parámetros de diseño en estudios marítimos, topográficos, geofísicos, geohidrológicos, mecánica de suelos, etc.
  – Preparación de los detalles para dibujo de los diseños mencionados con anterioridad y su procedimiento constructivo.

www.elsolucionario.org



- Características de las preguntas para ingeniero jefe de grupo

  – Lo indicado para ingenieros A.
  – Análisis y diseño de todo tipo de estructuras metálicas.
  – Idem de estructuras de concreto.
  – Análisis y diseño de sistemas auxiliares o áreas exteriores.
  – Estimación de dibujos a realizar en cualquier área de un proyecto.
  – Conocimientos detallados de todos los procedimientos de un proyecto, para organizar el grupo bajo su responsabilidad y producir en tiempo y calidad, los dibujos de detalle.

- Características de las preguntas para ingeniero supervisor, comúnmente llamado jefe de sección o ingeniero de diseño

  – Lo indicado para ingenieros jefe de grupo.
  – Conocimiento de todos los programas de ingeniería preliminar, fechas clave, general de ingeniería, construcción, redes y planes de trabajo para el desarrollo del proyecto.

### 10.1.5 Evaluación por relaciones humanas (R. H.)

Deberá elaborarse un cuestionario que contenga preguntas de relaciones humanas con el personal de producción, sobre los aspectos de mando, organización, administración y responsabilidad; se proponen las siguientes:

- Preguntas de R. H. para ingenieros C (5 preguntas)

  – Acerca de su formación estudiantil y profesional. Experiencia.
  – Perspectivas y objetivos de su carrera.
  – Motivaciones para aprender y progresar.
  – Conocimiento de los proyectos que se elaboran en la empresa.
  – El valor de la amistad y el compañerismo para las labores de equipo en un proyecto.
  – El valor de la responsabilidad, ética y respeto hacia los superiores e inferiores.

- Preguntas de R. H. para ingenieros B (5 preguntas)

  – Lo indicado para ingenieros C.
  – Conocimiento de los procedimientos de las funciones y responsabilidad de los grupos de proyectos de la empresa.
  – Comunicación adecuada para buscar, solicitar e investigar información para realizar su trabajo.



  – Comunicación adecuada para que sus detalles y croquis sean interpretados fielmente por el grupo de dibujo.

- Preguntas de R. H. para ingenieros A (10 preguntas).

  – Lo indicado para ingenieros B.
  – Iniciativa para capacitar ingenieros de poca experiencia.
  – Sobre emitir opiniones de carácter técnico para informar al jefe de grupo y que el supervisor o jefe de sección tome la decisión más acertada.
  – Sobre iniciativa para no detenerse por falta de información o alguna decisión, sino que utiliza sus recursos, inventiva y criterio para estar siempre en constante actividad.

- Preguntas de R. H. para ingenieros jefes de grupo (10 preguntas).

  – Lo indicado para ingeniero A.
  – Tiene comunicación adecuada; sus instrucciones son claras, precisas y concisas.
  – Excelentes relaciones con el personal a su cargo.
  – Apoyo y soporte directo con el supervisor; capacitado para representar, emitir juicio y tomar decisiones en juntas y reuniones de trabajo en ausencia del supervisor.
  – Saber obedecer, saber mandar.
  – Responsable y capaz para: elaborar programas de trabajo de su área, revisar y aprobar los documentos generados, cumplir con los programas de trabajo, entregar reportes semanales veraz y oportunamente, controlar adecuadamente tiempos de cálculo y dibujo.
  – Seleccionar adecuadamente: sus grupos de trabajo, el personal que requiere capacitación.

- Preguntas de R. H. para ingenieros supervisores (15 preguntas)

  – Lo indicado para jefes de grupo.
  – Conocer, elaborar, aplicar y cumplir: programas de ingeniería preliminar, fechas clave, general de ingeniería y plan de trabajo de ingeniería.
  – Seleccionar y ubicar adecuadamente a sus jefes de grupo.
  – Cumplir adecuadamente con la entrega de documentos de acuerdo a programa y planes de trabajo.
  – Entregar reportes mensuales veraz y oportunamente.
  – Mantener constantemente un control adecuado de: desarrollo, asistencia e iniciativa de su personal, horas-hombres de documentos (cálculos y dibujos).

- Entregar los documentos bajo su responsabilidad a tiempo, con limpieza y orden, con redacción y ortografía.
- Enlace adecuado ético y profesional con: el personal a su cargo, otras disciplinas del proyecto, el jefe de proyecto, el jefe de departamento y la construcción (el campo).
- Sus características personales son: iniciativa, delegar responsabilidades, don de gente, experiencia, no relajar su autoridad, conocer y confiar en su personal y viceversa, entender y ayudar a resolver los problemas de su personal, no admitir presiones, criterio, resolver y no crear problemas, reflexivo y mesurado en sus decisiones, defender a su personal y sus principios, pero retractarse cuando es razonable una mejor alternativa, etc.

*Nota importante:* Algunas preguntas de relaciones humanas son de carácter administrativo de proyecto; el entrevistador deberá conocer los procedimientos para hacer una buena evaluación al respecto.

## 10.2 ESTIMADO Y LISTA DE PLANOS

### 10.2.1 Introducción

Uno de los trabajos importantes dentro de la administración para desarrollar la ingeniería de detalle, consiste en calcular el número de planos, así como el título que llevará cada uno de ellos.

### 10.2.2 Número de planos

- No existe una norma que nos indique cuántos planos deberán ejecutarse para cada planta industrial, ya que se depende de muchas variantes, a saber:

  - La dimensión de los edificios.
  - El tamaño de los planos.
  - La escala del dibujo.
  - Los equipos que contiene.

- En la mayoría de los casos el cálculo cae bajo la exclusiva responsabilidad y experiencia del supervisor.
- El autor propone el uso de la tabla 10.2*a*, que nos servirá en forma aproximada para darnos una idea del número de planos de un concepto particular.



Ejemplo: calcular el número de planos para la estructura de cubierta de nuestra planta modelo que mide 18 X 48 m.

$A = 18 \times 48 = 864\ m^2 < 1{,}500\ m^2$
$C_1 = 0.0055$ y $C_2 = 1.20$
Tabla 10.2*a* para estructura de acero, No. 1: cubierta.
No. de planos $= A\ C_1\ C_2 = 864 \times 0.00055 \times 1.20$
$= 0.57 > 0.30 = 1$ plano

### 10.2.3 Nomenclatura del plano

- Tipo de plano

  — C = civil, A = arquitectura.

- Número del área

  — 100 generales (administración, juntas, especificaciones, normas, etc.).
  — 200 áreas exteriores (caminos, espuelas, etc.).
  — 210 obras hidráulicas (agua, enfriamiento, redes).
  — 220 instalaciones especiales de producción (chimenea, calderas).
  — 230 edificios secundarios de producción (taller, almacén, etc.).
  — 240 edificios principales de producción (fábricas, proceso, etc.).
  — 250 edificios administrativos (oficinas, comedor, etc.).

- Numeración consecutiva

  — 000-050 para planos de normas de concreto.
  — 051-100 para planos de normas de acero.
  — 101-200 para planos de detalle de concreto.
  — 201-300 para planos de detalle de acero.

- Título del dibujo

*Ejemplo:* titular el dibujo donde se indica la estructuración de los marcos y su cubierta.

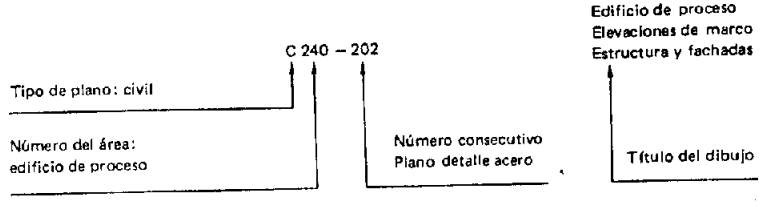


**Tabla 10.2a** Tabla de coeficientes para estimado de planos de estructura en naves industriales.

| *Tipo* | *No.* | *Concepto* | *Escala del dibujo* | $A \leq 1{,}500\ m^2$ | | $1{,}500 < A \leq 5{,}000$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | $C_1$ | $C_2$ | $C_1$ | $C_2$ |
| Estructuras de acero | 1 | Cubierta | 75-100 | 0.00055 | 1.20 | 0.00065 | 1.10 |
| | 2 | Planta nivel N-3 | 75-100 | 0.00055 | 1.20 | 0.00065 | 1.10 |
| | 3 | Planta nivel N-2 | 75-100 | 0.00055 | 1.20 | 0.00065 | 1.10 |
| | 4 | Planta nivel N-1 | 75-100 | 0.00055 | 1.20 | 0.00065 | 1.10 |
| | 5 | Columnas y ℝs base | 125-200 | 0.00040 | 1.50 | 0.00050 | 1.25 |
| | 6 | Marcos | 75-100 | 0.00055 | 1.20 | 0.00065 | 1.20 |
| | 7 | Conexiones | 20-50 | 0.00075 | 0.90 | 0.00100 | 0.80 |
| | 8 | Detalles estructurales | 20-50 | 0.00075 | 1.75 | 0.00100 | 1.50 |
| | 9 | Anclajes de equipo | 50-75 | 0.00065 | 1.00 | 0.00075 | 1.50 |
| | 10 | Plataformas | 75-100 | 0.00055 | 1.25 | 0.00065 | 1.25 |
| | 1 | Escaleras | 50-75 | 0.00065 | 1.05 | 0.00075 | 1.00 |
| | 12 | Fachadas | 75-100 | 0.00055 | 1.25 | 0.00065 | 1.25 |
| | 13 | Trabes carril y detalles | 50-75 | 0.00065 | 0.80 | 0.00075 | 0.80 |
| Estructuras de concreto | 1 | Planta nivel azotea | 75-100 | 0.00055 | 1.20 | 0.00065 | 1.10 |
| | 2 | Planta nivel N-2 | 75-100 | 0.00055 | 1.20 | 0.00065 | 1.10 |
| | 3 | Planta nivel N-1 | 75-100 | 0.00055 | 1.20 | 0.00065 | 1.10 |
| | 4 | Losa de piso | 75-100 | 0.00055 | 1.20 | 0.00065 | 1.10 |
| | 5 | Planta cimentación | 75-100 | 0.00055 | 1.20 | 0.00065 | 1.10 |
| | 6 | Dados y anclajes | 50-75 | 0.00065 | 1.05 | 0.00075 | 1.25 |
| | 7 | Detalles estructurales | 20-50 | 0.00075 | 1.75 | 0.00100 | 1.50 |
| | 8 | Cimentación equipo | 50-100 | 0.00065 | 1.00 | 0.00065 | 1.25 |
| | 9 | Fosas y sist. sumerg. | 50-100 | 0.00065 | 0.50 | 0.00065 | 0.75 |
| | 10 | Estruct. de muros | 75-100 | 0.00055 | 0.75 | 0.00065 | 1.00 |

*Notas:*
- Planos estándar de 91 X 61 cm.
- Checar los planos de arreglo general de equipo.

3. Esta tabla es aplicable a naves con área hasta 5,000 $m^2$
- $\#\mathbb{R}s = A\ C_1\ C_2$ Si la fracción es $\geq 0.30$ aumentar a un plano.

*Ejemplo:*
- Sea una nave de $A = 78 \times 35 = 2{,}730\ m^2$ en planta.
- Calcular el número de planos estándar para detalles estructurales.
- $\#\mathbb{R} = 2{,}730 \times 0.00100 \times 1.50 = 4.10$.
  $\#\mathbb{R}s$ de detalles estructurales x 4.

## 10.3 PROGRAMAS DE INGENIERÌA

### 10.3.1 Relación de programas

Todas las firmas de ingeniería tienen programas para el control, supervisión y ajustes de avance en diseño y construcción, basados muchas veces en sistemas americanos, los cuales pueden ser:

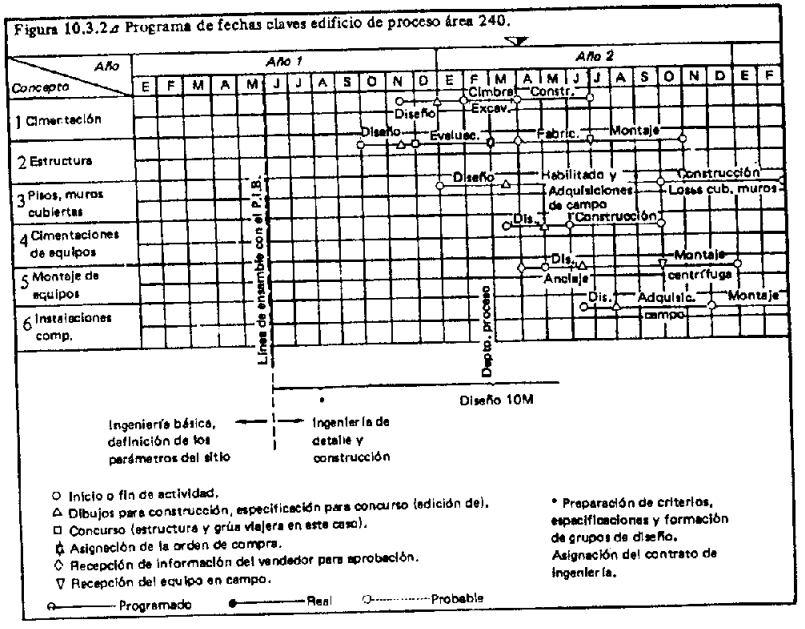


- Programa de ingeniería preliminar o de ingeniería básica (PIB).
- Programa de fechas clave y ruta crítica (PFC).
- Programa general de ingeniería o CPU (PGI).
- Programa de interconexión disciplinaria o redes (PID).
- Programa de control de proyecto (PCP).
- Programa general de concursos, adquisiciones, embarques y transporte de equipos (PGE).
- Programa general de construcción (PGC).
- Etcétera.

### 10.3.2 Programa de control de planta piloto

Con el objeto de tener una idea simplificada de la forma de controlar la ingeniería de detalle civil de la planta piloto, se presenta a continuación la parte correspondiente al programa de control de proyecto del edificio piloto, que inicia a partir del PFC.

**Figura 10.3.2a** Programa de fechas claves edificio de proceso área 240.




### 10.3.3 Cálculo de horas/mes (HPM)

$$\text{HPM} = \frac{\text{No. planos X hora promedio/plano}}{\text{Duración del diseño}} =$$

www.elsolucionario.org



$$\frac{13 \text{ planos} \times 120 \text{ h/PL}}{10 \text{ meses}} = 156 \frac{\text{Horas}}{\text{mes}}$$

No. de planos = 13*
Horas prom./PL = 120*

**Tabla 10.3.3*a*** Horas promedio por plano (HPP) y rendimientos de personal de firmas de ingeniería.

| *Firmas de ingeniería* | *Dibujos 60 X 90 cm* | | *Dibujos 85 X 110 cm* | | *Notas* |
|---|---|---|---|---|---|
| | *HPP* | *Rend. H/M* | *HPP* | *Rend. H/M* | |
| Privadas | 80-120 | 150-160 | 100-150 | 150-160 | En el edificio piloto se tomó HPP = 120 Rend. = 150 Plano 60 X 90 |
| Públicas, estatales o de part. estatal | 150-200 | 120-140 | 200-300 | 115-135 | |
| Ingenieros c/Exp. por Servs. Prof. | 70-100 | 160-170 | 80-120 | 160-170 | |

### 10.3.4 Cálculo del personal requerido por mes

- Toda vez que se tengan las horas por mes, según el PFC de cada área civil, se divide el número total de horas en un mes entre el rendimiento del personal (150 h/mes), lo cual nos da el número de personas requerido para su realización (tabla 10.3.4.*a*).
  Ejemplo:

  Mes octubre del año 1. No. hombres = $\frac{570}{150} = 3.8 \rightarrow 4$ hombres.

* El número de planos se calcula según el procedimiento indicado en el inciso 10.2 y se obtuvieron 13 planos (6 de concreto y 7 de acero según el inciso 8.1.2).
* La hora promedio por plano depende de:

- La firma de ingeniería.
- El tamaño del plano.
- La cantidad de detalles.

Sin embargo, la tabla 10.3.3*a* nos dará una idea de las horas y rendimientos de algunas empresas o firmas de ingeniería.

**Tabla 10.3.4*a*** Programa general de control del proyecto (PCP).

| *Area o actividad* | *Año 1* E | F | M | A | M | J | J | A | S | O | N | D | *Año 2* E | F | M | A | M | J | J | A | S | O | N | D | E | F | M | A | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1. 101-112 Grales. | | | | | | | | | | 144 | 189 | 54 | 159 | 159 | 129 | 179 | 50 | 100 | 145 | 226 | 76 | 121 | 151 | 181 | 181 | 211 | 106 | 136 | |
| 2. 200 A. Ext. | | | | | | | | | | 270 | 270 | 270 | 270 | 135 | 135 | 135 | 135 | 135 | 135 | 270 | 270 | 270 | 270 | 135 | 135 | 270 | 135 | 135 | |
| 3. 210 O. Hidr. | | | | | | | | | | | | | | 180 | 180 | 180 | 180 | 180 | 180 | 180 | 360 | 360 | 360 | 180 | 360 | 360 | 180 | 180 | |
| 4. 220 Inst. Esp. | | | | | | | | | | | | | | | | 70 | 70 | 215 | 215 | 215 | 215 | 215 | 215 | 215 | 215 | 215 | 215 | 215 | |
| 5. 230 Edif. Sec. | | | | | | | | | | | | | | 150 | 150 | 150 | 219 | 219 | 219 | 219 | 219 | 219 | 219 | 219 | 219 | 219 | 219 | 219 | |
| 6. 240 Edif. Princ. | | | | | | | | | | 156 | 156 | 156 | 156 | 156 | 156 | 156 | 156 | 156 | 156 | | | | | | 330 | 330 | 330 | | |
| 7. 250 Edif. Admin. | | | | | | | | | | | | | | | 165 | 165 | | 165 | 165 | 165 | 330 | 330 | 330 | 330 | 330 | 330 | 330 | 330 | |
| 8. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 9. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 10. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Σ Total horas | | | | | | | | | | 570 | 615 | 480 | 585 | 780 | 915 | 1035 | 810 | 1170 | 1215 | 1140 | 1470 | 1515 | 1545 | 1260 | 1440 | 1605 | 1185 | 1215 | |
| Hombres Calc. | | | | | | | | | | 3.8 | 4.1 | 3.2 | 3.9 | 5.2 | 6.1 | 6.9 | 5.4 | 7.8 | 8.1 | 7.6 | 9.8 | 10.1 | 10.3 | 8.4 | 9.6 | 10.7 | 7.9 | 8.1 | |
| Hombres reales. | | | | | | | | | | 4 | 4 | 4 | 4 | 6 | 6 | 6 | 6 | 8 | 8 | 8 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 8 | 8 | |

Tabla 10.3.4*b* Tabla de alcances de trabajo civil.

| *Area o actividad* | *Concepto* | *Porcentaje de horas del personal que lo aplica* | *Alcance de Trabajo* | *Notas* |
|---|---|---|---|---|
| 100 Generales | 101 Administración | Supervisor 100%<br>Jefe grupo Ing. o Arq. 30%<br>Jefe grupo dibujo 15% | Elaboración de planes de trabajo, programas, juntas, reportes, avance, etc. | [1] Porcentaje del tiempo, personal/mes o 15% T. total. |
| | 102 Estudios | Jefe de grupo Ing.<br>Ingenieros<br>Dibujantes<br>Arquitectos 5% | Alternativas, anteproyectos, cálculos de estudios comparativos, presupuestos, etc. | [2] Porcentaje del tiempo total de act. 200-250 |
| | 103 Especificaciones y concursos | Jefe de grupo Ing.<br>Ingenieros<br>Arquitectos 3% | Elaboración, revisión, edición, concurso, evaluación y asignación obras. | [2] Porcentaje del tiempo total de act. 200-250. |
| | 104 Cantidades y listas de Materiales | Ingenieros<br>Arquitecto 10% | Listas de varillas, cantidades de materiales, volúmenes de terracerías, etc. | [2] Porcentaje del tiempo total de Act. 200-250. |
| | 105 Revisión interna dibujos, especific. cálculos, etc. civiles | Jefe de grupo Ing.<br>Ingenieros<br>Arquitecto $6\frac{h}{PL}$ | Chequeo cruzado interno, información, pendientes, interferencias, etc. | [3] 6 horas por cada plano civil o 5% T. total. |
| | 106 Revisión interna dibujos, Especific. etc., otras Disciplinas | Jefe de grupo Ing.<br>Ingenieros<br>Arquitecto $2\frac{h}{PL}$ | Idem | [4] 2 horas por cada plano de las demás disciplinas o 3% |

(1) Se obtienen del programa PCP tabla 10.3.4*a*.

(2) Si hay un cambio o una reprogramación, se incluirán las horas aprobadas como producto de dicha reprogramación.

(3) Suma de (1) + (2).

(4) Horas reales obtenidas en el control de horas-hombre por mes y por cada actividad 101 a 107 inciso 10.3.5.



Tabla 10.3.4*b* (Continuación).

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 100 Generales | 107 Revisión de documentos de vendedores y fabricantes | Jefe de grupo<br>Ingenieros 2% | Idem | |
| | 108 Capacitación | Todos 2% | Preparación e impartición de cursos; capacitación personal, visitas técnicas | |
| | 109 Normalización | Todos | Detalles estándares, especificaciones y dibujos normalizados | [5] Cuantificar si se requiere como área de producción |
| | 110 Ingeniería de campo | Todos | Ingeniería civil realizada en campo después del tiempo normal de proyecto. | [6] Las visitas al campo deben incluirse en áreas de prod. |
| | 111 | | | |
| | 112 | | | |
| 200-300 Areas de prod | Todas las áreas de ingeniería de detalle | *Ingeniería*<br>Jefe de grupo Ing. 7%<br>Jefe de grupo Dib. 3%<br>Ingenieros 50%<br>Dibujantes 40%<br>*Arquitectura*<br>Arquitecto 60%<br>Dibujante Arq. 40% | Análisis, cálculo, diseño, dibujo y revisión de documentos de ingeniería (dibujos) para construcción. | Porcentaje de las horas totales de un plano |

(5) Se calcula según lo indicado en el inciso 10.3.6.

(6) Idem inciso 10.3.7.

Tabla 10.3.4*c* Tabla de requerimiento de personal.

| | *Año 1* | | | | | | | | | | | | *Año 2* | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | *E* | *F* | *M* | *A* | *M* | *J* | *J* | *A* | *S* | *O* | *N* | *D* | *E* | *F* | *M* | *A* | *M* | *J* | *J* | *A* | *S* | *O* | *N* | *D* | *E* | *F* | *M* | *A* |
| Horas Progr. 28,200 | | | | | | (1) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Horas Adic. — | | | | | | (2) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Horas totales 28,200 | | | | | | (3) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Horas usadas | | | | | | (4) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Porcentaje programado | | | | | | (5) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Porcentaje real | | | | | | (6) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Supervisor | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| J. grupo Ing. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| J. grupo Ing. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Ingeniero A | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Ingeniero B | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Ingeniero B | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Ingeniero B | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Ingeniero C | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| J. grupo dibujo | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Dibujante A | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Dibujante B | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Dibujante C | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Arquitecto | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Dibujante A | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

——— Programado.
——— Real.



- Nótese en la figura 10.3.4*a* que faltarían actividades de arquitectura y computar hasta el año *N* en que se terminarían todas las actividades de diseño según el PFC (figura 10.3.2*a*).
- En el área o actividad No. 100 deberán indicarse todas las horas requeridas por administración y control civil del proyecto, lo cual implica prever el tiempo de un supervisor, el 30% de horas de los jefes de grupo de ingeniería y un 15% de las horas de los jefes de grupo de dibujo; todo el personal restante deberá ocupar su tiempo totalmente en la producción. Ver tabla 10.3.4*b*.
- Si quisiéramos detallar las personas involucradas en el área civil requeridas para su realización tendríamos (tabla 10.3.4*c*):

### 10.3.5 Control de horas-hombre

Cada uno de los integrantes del personal civl debe anotar diaria y semanalmente en un reporte, las horas que emplea en las actividades del proyecto.

- Ejemplo:

Control horas-hombre semanal-personal. Año 2, 1a. Sem. Sep., 26 Ago.
Nombre del empleado: Andrade Gómez Cipriano.[1]
Número de registro: 0178 (N. R. ó IBM ó RPE).[2]
Categoría o puesto: 013 (dibujante C).[2]
Departamento: 005 (civil).[2]
Proyecto: nombre del proyecto o clave.

| *Actividad* | *Lunes* | *Martes* | *Miér.* | *Jueves* | *Vier.* | *Totales* |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 102 estudio Altern. Esp. FFCC | 8.00 | 6.30 | | | | 14.30 |
| 108 Asistencia curso dibujo | | 1.30 | | 1.30 | | 3.00 |
| 250 Dibujo C250-001 oficina | | | 8.00 | 6.30 | 8.00 | 22.30 |
| Σ | 8.00 | 8.00 | 8.00 | 8.00 | 8.00 | 40.00 |

- Ejemplo:

Control horas-hombre semanal-total. Año 2, 1a. Sem. Sep., 26 Ago.
01 Sep.

[1] Nombre del empleado (apellido paterno, apellido materno y nombres).
[2] Cada empleado debe tener un número de registro (que sólo él puede usar, aunque salga y retorne a la misma empresa, para el control de pagos de impuestos), una clave para su categoría (supervisor, ingeniero A, dibujante B, etc.), así como una clave del departamento a que pertenece (civil, eléctrico, mecánico, etc.).

www.elsolucionario.org



| Actividad / Empleado | 101 | 102 | 103 | 104 | 105 | 106 | 107 | 108 | 109 | 110 | 111 | 112 | 200 | 210 | 220 | 230 | 240 | 250 etc | Totales |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Supervisor | 40 | | | | | | | | | | | | | | | | | | 40 |
| Jefe grupo Ing. | 12 | | | | | | | | | | | | 28 | | | | | | 40 |
| Jefe grupo Ing. | 10 | | | | | | | | | | | | | 30 | | | | | 40 |
| Ingeniero A | | | | | | | | | | | | | | | 40 | | | | 40 |
| Ingeniero B | | | | | | | | | | | | | | | | 40 | | | 40 |
| Ingeniero B | | | | | | | | | | | | | | | | | | 40 | 40 |
| Ingeniero C | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| J. grupo dibujo | 5 | | | | | | | | | | | | 5 | 5 | 5 | 10 | | 10 | 40 |
| Dibujante A | | | | | | | | | | | | | 10 | 10 | 20 | | | | 40 |
| Dibujante B | | | | | | | | | | | | | | | 10 | 10 | | 20 | 40 |
| Dibujante C | | 14.5 | | | | | | 3 | | | | | | | | | | 22.5 | 40 |
| Arquitecto | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Dibujante A Arq. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Σ | 67 | 14.5 | | | | | | 3 | | | | | 43 | 45 | 75 | 60 | | 92.5 | 400 |

*Notas:*
- No se incluye el área de arquitectura.
- La Act. 100 es la suma de las correspondientes 101-112, que sólo nos indica las horas de administración generales.

- Ejemplo:

Control horas-hombre mensuales. Año 2; 26 Ago-25 Sep.

| No. Actividad | 1 Sem. 26 Ago. 01 Sep. | II Sem. 02 Sep. 08 Sep. | III Sem 09 Sep. 15 Sep. | IV Sem. 16 Sep. 22 Sep. | V Sem. 23 Sep. 25 Sep. | Total mes Sep. | Total Acum. anterior | Gran Total |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 101 Administración | 67 | 39 | 72 | 69 | 29 | 276 | 836 | 1,112 |
| 102 Estudios | 14.5 | — | — | 8 | — | 22.5 | 371 | 393.5 |
| 103 Especificaciones | — | — | — | — | — | — | 172 | 172 |
| 104 Compras y listas de materiales | — | — | 15 | 24 | 2 | 41 | 84 | 125 |
| 105 Revisión interna civil | — | 5 | — | 14 | 16 | 35 | 109 | 144 |
| 106 Revisión interna, otras discusiones | — | — | 16 | — | 21 | 37 | 38 | 75 |
| 107 Revisión documental fabricante | — | — | — | — | — | — | 215 | 215 |
| 108 Capacitación* | 3 | — | — | — | — | 3 | 17 | 20 |
| 109 Normalización | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 110 Ingeniería de campo* | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 111 Permisos* | | | | | | | | |
| 112 Suspensión involuntaria* | | | | | | | | |
| 200 Areas exteriores | 43 | 58 | 87 | 45 | 18 | 251 | 1,930 | 2,181 |

* No computables para cálculo de porcentaje avance.

## 10.3.6 Cálculo de la curva de avance programada

La curva de avance programada es una gráfica que contiene:

- En las abscisas, las horas programadas acumuladas por mes (figura 10.3.4*a*).
- En las ordenadas, el porcentaje de avance programado.

El porcentaje de avance programado, en su expresión más simple, consiste en dividir las horas acumuladas programadas por mes entre las horas totales del área civil.

| No. Actividad | I Sem. 26 Ago. 01 Sep. | II Sem. 02 Sep. 08 Sep. | III Sem 09 Sep. 15 Sep. | IV Sem. 16 Sep. 22 Sep. | V Sem. 23 Sep. 25 Sep. | Total mes Sep. | Total Acum. anterior | Gran Total |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 210 Obras hidráulicas | 45 | 108 | 56 | 58 | 73.5 | 340.5 | 1,147.5 | 1,488 |
| 220 Instalaciones específicas | 75 | 15 | 81 | 12 | 17.5 | 200.5 | 632 | 832.5 |
| 230 Edificios secundarios | 60 | 72 | 28 | 10 | 32 | 202 | 1,159 | 1,361 |
| 240 Edificios principales | — | — | — | — | — | — | 1,440 | 1,440 |
| 250 Edificios administrativos | 92.5 | 85 | 96 | 40 | 6.5 | 320 | 776 | 1,096 |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| Σ | 400 | 382 | 451 | 280 | 215.5 | 1,728.5 | 8,926.5 | 10,655 |





- Ejemplo:

Cálculo del porcentaje de avance programado al 25 de septiembre (fecha de corte del informe mensual) del año 2.

$$\%\,AP = \frac{\text{programadas}}{\text{horas totales}} = \frac{\text{No. personas X rendimiento}}{\text{horas totales}} = \frac{(4 \times 4 + 4 \times 6 + 3 \times 8 + 10)\,150}{28\,200}$$

$$= 0.3936 = 39.36\%$$

### 10.3.7 Cálculo de la curva de avance real

La curva de avance real es una gráfica que contiene:

- En las abscisas, las horas programadas acumuladas por mes.
- En las ordenadas, el porcentaje de avance real.

El porcentaje de avance real se obtiene mediante el procedimiento indicado en la tabla 10.3.7*a*.

Procedimiento de aplicación de la tabla 10.3.7*a*:

① Horas-hombre original programadas: de la tabla 10.3.4*a*, que es el programa de control del proyecto.
② Horas-hombre cambio a la fecha: se obtiene solamente en caso de reprogramación por alcances en la ingeniería, normalización en el proyecto, etc.
③ Horas-hombre programadas total a la fecha: suma de las columnas ①y②.
④ Horas-hombre reales usadas a la fecha: del inciso 10.3.5 que es el control de horas-hombre semanal y mensual total.
⑤ Porcentaje real de trabajo efectuado a la fecha:

— Act. 101 administración, es el porcentaje real de avance del proyecto.
— Act. 102 estudios, Act. 104 cantidades y listas de materiales, Act. 105 revisión interna grupo civil, Act. 106 revisión interna a otros grupos interdisciplinarios (mecánicos, eléctricos, tuberías, instrumentación, etc.), Act. 107 revisión de dibujos del vendedor: es difícil programar un avance en función de lo realizado, sin embargo, en forma simple se obtiene dividiendo la columna 4 entre la columna 3, por ejemplo:

% avance Act. 107 = 215/410 = 0.5,244 = 52.44%.

—oOo—

**Tabla 10.3.7*a*** Cálculo del porcentaje real de avance.

| *Area o Actividad* | *Título* | *Horas-hombres* | | | ④ *H-hombre usadas a la fecha* | ⑤ *Porcentaje real de trabajo efectivo a la fecha* | ⑥ *Horas efectivas* | *Notas* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | ① *Original* | ② *Cambio a la fecha* | ③ *Total a la fecha* | | | | |
| 100 | | | | | | | | |
| 101 | Administración | 2,740 | — | 2,740 | 1,112 | | — | |
| 102 | Estudios | 410 | — | 410 | 394 | 96.10 | 394.01 | |
| 103 | Especificaciones | 610 | — | 610 | 172 | 35.00 | 213.50 | |
| 104 | Compras y listas de materiales | 2,040 | — | 2,040 | 125 | 6.13 | 125.05 | |
| 105 | Revisión interna civil | 1,020 | — | 1,020 | 144 | 14.12 | 144.02 | |
| 106 | Revisión interna otros | 610 | — | 610 | 75 | 12.30 | 75.03 | |
| 107 | Revisión dibujo vendedor | 410 | — | 410 | 215 | 52.44 | 215.00 | |
| 108 | — | | | | | | | |
| 109 | — | | | | | | | |
| 110 | — | | | | | | | |

**Tabla 10.3.7*a*** (Continuación).

| *Area o Actividad* | *Título* | *Horas-hombres* | | | ④ *H-hombre usadas a la fecha* | ⑤ *Porcentaje real de trabajo efectivo a la fecha* | ⑥ *Horas efectivas* | *Notas* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | ① *Original* | ② *Cambio a la fecha* | ③ *Total a la fecha* | | | | |
| 111 | — | | | | | | | |
| 112 | — | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| 200 | Areas exteriores | 5,000 | — | 5,000 | 2,181 | 54.67 | 2,733.50 | |
| 210 | Obras hidráulicas | 4,100 | — | 4,100 | 1,488 | 38.15 | 1,564.15 | |
| 220 | Instalaciones específicas | 2,460 | — | 2,460 | 832 | 34.69 | 853.37 | |
| 230 | Edificios secundarios | 3,560 | — | 3,560 | 1,361 | 36.15 | 1,286.94 | |
| 240 | Edificios principales | 1,720 | — | 1,720 | 1,440 | 84.62 | 1,455.46 | |
| 250 | Edificios administrativos | 3,520 | — | 3,520 | 1,096 | 37.61 | 1,323.87 | |
| | Σ | 28,200 | — | 28,200 | 10,635 | | | Horas totales |
| | Σ | 25,460 | — | 25,460 | 10,635 | | 10,383.90 | Horas netas |

$$\% \text{ Avance real} = \frac{⑥ \text{totales}}{③ \text{netas}} = \frac{10{,}383.90}{25{,}460} = 0.4078 = 40.78\%$$

www.elsolucionario.org



— Act. 103 especificaciones: suponiendo que se tengan 8 especificaciones, la evaluación particular es según el siguiente criterio:

Elaboración de la especificación, 30%.
Revisión interna; Rev. A, 40%.
Revisión otras disciplinas; Rev. B, 60%.
Edición para concurso o construcción; Rev. O, 80%.
Edición final; Rev. 1, 100%.

Si se tienen 2 especificaciones al 30% = 2 X 0.30 = 0.60
Si se tiene 1 especificación al 60% = 1 X 0.60 = 0.60
Si se tienen 2 especificaciones al 80% = 2 X 0.80 = 1.60
Si se tienen 2 especificaciones al 0% = 2 X 0 = 0
2.80

$$\% \text{ avance Act. 103} = \frac{\% \text{ evaluado}}{\text{No. especificaciones}} = \frac{2.8}{8} = 0.35 = 35\%$$

— Act. 200-250 o actividades de producción, con el mismo procedimiento indicado anteriormente, aunque con diferente criterio de evaluación, se indica por ejemplo a continuación el cálculo de porcentaje de avance del área 240. Sean por realizar 13 planos (inciso 8.1.2). La evaluación particular es según el siguiente criterio:

Cálculos, esquemas en proceso, 20%.
Dibujo del plano; Rev. A, 40%.
Revisión interna; Rev. B, 60%.
Revisión otras disciplinas, Rev. C, 70%.
Aprobado p/construcción con pendientes; Rev. O, 80%.
Ediciones posteriores; Rev. 1-3, 85-95%.
Edición como se construyó; Rev. 4, 100%.

Si se tienen 9 planos en Revisión 0 = 9 X 0.8 = 7.2
Si se tienen 4 planos en Revisión 3 = 4 X 0.95 = 3.8
11.0

$$\% \text{ avance Act. 240} = \frac{\% \text{ evaluado}}{\text{No. planos}} = 3.8/11$$
$$= 0.8{,}462$$
$$= 84.62\%.$$

⑥ Horas efectivas totales: producto de las columnas ③ X ⑤. la actividad 101 no es computable.

Ejemplo: actividad 200
Horas efectivas = 5000 X 0.5467 = 2733.5 horas

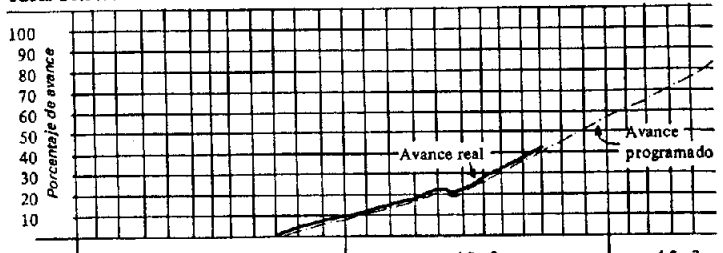


Porcentaje de avance real:

$$\% \text{ AR} = \frac{\Sigma \text{ horas efectivas}}{\Sigma \text{ horas netas}} = \frac{10383.90}{25460} = 0.4078 = 40.78\%.$$

La curva de avance quedaría integrada por los avances programados y reales efectuados mensualmente (incisos 10.3.6 y 10.3.7). Ver tabla 10.3.7*b*.

**Tabla 10.3.7*b*** Gráfica de la curva de avance.




| | | |

# Bibliografía


1. American Institute of Steel Construction. *Manual of Steel Construction.* Octava edición.
2. Rice y Hoffman. *Structural design guide to AISC specifications for buildings.*
3. Crawley y Dillod. *Steel buildings: Analisis and design.* John Wiley and Sons, 1970.
4. Salmon y Johnson. *Steel structures: Design and behavior.* Harper & Row publishers, 1971.
5. Merritt S., Frederick. *Standard Handbook for civil engineers.* McGraw Hill, 1978.
6. Gaylord N., Charles y Gaylord H., Edwin, Jr. *Design of steel structures.* McGraw Hill, Novaro, 1965.
7. Johnson, Lin y Galambos. *Basic steel design.* Prentice Hall, Inc., 1980.
8. Fundidora de fierro y acero de Monterrey. *Manual para constructores.*
9. Altos Hornos de México. *Manual AHMSA.*
10. Comisión Federal de Electricidad. *Manual de diseño de obras civiles.*
11. Whiting corporation. *Whiting Crane Handbook.* 1967.